

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA VIA NUM VIADUTO FERROVIÁRIO PARA TRÁFEGO DE COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

ARTUR JOSÉ PEREIRA DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmão

“Deixem que o futuro diga a verdade e avalie cada um de acordo com o seu trabalho e realizações. O presente pertence a eles, mas o futuro pelo qual eu sempre trabalhei pertence a mim.”

Nikola Tesla

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação não teria sido possível sem o apoio de várias pessoas a quem gostaria de deixar os meus profundos e sinceros agradecimentos, nomeadamente:

- Ao Professor Doutor Rui Calçada, orientador da dissertação, um agradecimento especial pela forma como me motivou para o gosto e conhecimento na área da ferrovia. Agradeço também pela permanente disponibilidade, pela paciência demonstrada e pela forma incansável na qual me apoiou para a elaboração da presente dissertação;
- Ao Amigo e Engenheiro Gonçalo Ferreira, por todos os ensinamentos transmitidos em relação ao ANSYS e ao Matlab. Um profundo agradecimento, pois sem o empenho e a disposição demonstrada ao longo deste período, este trabalho jamais seria realizado. Um grande obrigado por todas as horas despendidas ao longo deste trabalho, bem como todas as horas de almoço e de descontração que me proporcionou. Devo-lhe a ele uma grande parte do trabalho realizado;
- Ao Engenheiro Guilherme Alencar pelo fornecimento do modelo em elementos finitos do viaduto, uma base fundamental para o estudo realizado neste trabalho, e por todas as respostas às dúvidas suscitadas sobre o modelo;
- A todo o pessoal do CONSTRUCT presente na sala G212, por toda a simpatia e acolhimento que disponibilizaram ao longo da elaboração deste trabalho;
- Aos colegas e amigos Rafael Mendes, Manuel Aranha, Luís Gomes, Emanuel Nunes, David Costa, David Marques, José Pedro Martins e Pedro Oliveira por todas as horas de descontração durante este semestre, pelo apoio para a realização da dissertação e pela amizade demonstrada durante todo o meu percurso académico;
- A todos os outros colegas de curso na qual partilhei momentos de trabalho e de lazer, que sem eles não era possível a conclusão do meu percurso académico;
- Aos meus grandes amigos Pedro Leitão, Joana Gaspar, Rúben Moreira e Maria Cunha por todos os momentos de apoio e motivação, pelas conversas e momentos de distração, e pela amizade incansável ao longo dos anos. Estes são parte daquilo que eu sou hoje;
- Ao meu padrinho, José, que apesar de distante, sei que posso contar com o seu apoio incondicional;
- Ao meu irmão Nuno e à minha avó materna, Eugénia, por todo o apoio demonstrado ao longo dos anos e que contribuíram para o meu crescimento. Agradeço também por toda a paciência demonstrada, e pelas palavras amigas e de compreensão nos momentos mais difíceis;
- Por último, mas de forma muito especial aos meus pais, Elsa e Augusto, por batalharem dia após dia para a minha felicidade e por todo o apoio demonstrado em todos os momentos difíceis que passei na minha vida. A eles dedico esta dissertação, pois foram os responsáveis pelo meu crescimento e educação, e que fizeram os possíveis e impossíveis para que eu seguisse o que mais desejava. Graças a eles tive a oportunidade de conseguir alcançar este grande objetivo da conclusão do curso de Engenharia Civil. Um profundo obrigado por tudo!

RESUMO

Em pontes ferroviárias sujeitas à circulação de comboios de alta velocidade, o carregamento destes veículos pode originar fenómenos de ressonância da estrutura que originam acelerações excessivas do tabuleiro, levando à instabilização da camada de balastro da via férrea comprometendo assim, a segurança na circulação dos comboios.

Neste âmbito, a presente dissertação foca-se no estudo das acelerações da laje do tabuleiro misto aço-betão do viaduto norte que dá acesso à nova ponte ferroviária sobre o rio Sado, sujeita ao tráfego de comboios de alta velocidade.

Para a análise dinâmica da estrutura, desenvolveu-se um modelo em elementos finitos do viaduto no programa ANSYS, que permitiu obter a resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações nos nós da laje do tabuleiro que se situam na zona da via balastrada, para alguns comboios europeus de alta velocidade. O método da sobreposição modal foi utilizado para extrair parâmetros modais do modelo de forma a combiná-los com o carregamento dos comboios de alta velocidade.

A avaliação do comportamento dinâmico da estrutura teve em conta a influência de diversos parâmetros estruturais, como o amortecimento e a espessura da laje. A avaliação da distribuição espacial do valor de pico das acelerações na laje do viaduto teve em consideração a modificação dos parâmetros estruturais referidos para os vários comboios a diferentes velocidades de circulação.

Especial importância foi dada à avaliação da resposta dinâmica em situações de ressonância da estrutura, verificando quais os modos de vibração que mais contribuíam para o acréscimo das acelerações na laje do viaduto.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade da via, viaduto ferroviário, análise experimental e numérica, comboios de alta velocidade, efeitos ressonantes.

ABSTRACT

In railway bridges subject to the movement of high-speed trains, the loading of these vehicles may cause structural resonance phenomena which cause excessive accelerations of the deck, leading to the destabilization of the ballast layer of the railway, thus compromising the safety in the movement of the trains.

In this context, this dissertation focuses on the study of the accelerations of the slab of the steel-concrete deck of the north viaduct that gives access to the new railway bridge over Sado river, subject to the traffic of high-speed trains.

For the dynamic analysis of the structure, a finite element model of the viaduct was developed in the ANSYS program, which allowed to obtain the dynamic response of the structure in terms of accelerations in the nodes of the deck slab that are located in the area of the ballast track, for some European high-speed trains. The modal superposition method was used to extract modal parameters from the model in order to combine them with high-speed train loading.

The evaluation of the dynamic behaviour of the structure considered the influence of several structural parameters, such as damping and slab thickness. The evaluation of the spatial distribution of the peak values of the accelerations in the slab viaduct considered the modification of the referred structural parameters for the different trains at different movement speeds.

Special importance was given to the evaluation of the dynamic response in situations of resonance of the structure, verifying which vibration modes contributed the most to the increase of the accelerations in the viaduct slab.

KEYWORDS: track stability, railway viaduct, experimental and numerical analysis, high-speed trains, resonant effects.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DA DISSERTAÇÃO	1
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	3
1.3. CONSTITUIÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. ASPETOS REGULAMENTARES E TEÓRICOS RELATIVOS À ESTABILIDADE DA VIA	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. AÇÕES DE CÁLCULO DEVIDAS AO TRÁFEGO FERROVIÁRIO	5
2.2.1. MODELO DE CARGA LM71	5
2.2.2. MODELOS DE CARGA SW/0 E SW/2	6
2.2.3. MODELO DE CARGA “UNLOADED TRAIN” (COMBOIO DESCARREGADO)	7
2.3. EFEITOS DINÂMICOS (INCLUINDO RESSONÂNCIA)	7
2.3.1. FATORES INFLUENCIADORES DO COMPORTAMENTO DINÂMICO	7
2.3.2. O FATOR DINÂMICO ϕ	7
2.3.3. NECESSIDADE DA REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA	8
2.3.4. REQUISITOS PARA A REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA	11
2.3.4.1. Carregamento	11
2.3.4.2. Velocidades a considerar	15
2.3.4.3. Parâmetros relativos à ponte	16
2.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	20
2.4.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL	20
2.4.2. SEGURANÇA DA VIA	21
2.4.2.1. Aceleração vertical do tabuleiro	21
2.4.2.2. Torção do tabuleiro	25
2.4.2.3. Deformação vertical do tabuleiro	25
2.4.2.4. Deformação e vibração transversal do tabuleiro	25
2.4.3. CONFORTO DOS PASSAGEIROS	26

3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA	29
3.1. INTRODUÇÃO	29
3.2. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA.....	29
3.2.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	29
3.2.2. CÁLCULO DO AMORTECIMENTO.....	30
3.2.3. MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL	33
3.2.4. CÁLCULO DAS FORÇAS MODAIS.....	35
3.3. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO.....	36
3.4. ANÁLISE DINÂMICA COM CARGAS MÓVEIS	38
3.5. METODOLOGIA ANSYS-MATLAB	40
3.5.1. GERAÇÃO DO MODELO E ANÁLISE MODAL	40
3.5.2. OBTENÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS MODAIS	41
3.5.3. OBTENÇÃO DE DESLOCAMENTOS E ACELERAÇÕES.....	41
4. MODELO E ANÁLISE DINÂMICA DO VIADUTO	43
4.1. INTRODUÇÃO	43
4.2. O VIADUTO DE ACESSO À NOVA PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO SADO.....	43
4.2.1. LOCALIZAÇÃO E CONTEXTO	43
4.2.2. ENQUADRAMENTO GERAL DA ESTRUTURA	45
4.2.3. DESCRIÇÃO DO VIADUTO NORTE.....	46
4.3. MODELAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS DO VIADUTO	49
4.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO	49
4.3.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS E GEOMÉTRICAS	52
4.3.2.1. Tabuleiro.....	52
4.3.2.2. Via férrea	53
4.4. ANÁLISE DINÂMICA DO VIADUTO	53
4.4.1. PARÂMETROS A EXTRAIR DA ANÁLISE DINÂMICA	53
4.4.2. GAMA DE VELOCIDADES A ANALISAR.....	54
4.4.3. NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO A CONSIDERAR	55
4.4.4. GAMA DE AMORTECIMENTOS A EXAMINAR.....	55
4.4.5. INCREMENTO DE TEMPO E TEMPO EM VIBRAÇÃO LIVRE	56
4.4.6. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA.....	56

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO	75
5.1. INTRODUÇÃO.....	75
5.2. RESSONÂNCIA DA ESTRUTURA	75
5.2.1. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS.....	79
5.2.1.1. Alfa Pendular	79
5.2.1.2. X 2000	82
5.2.1.3. Virgin	85
5.2.1.4. ICE 2.....	86
5.2.1.5. ETR-Y-500	89
5.2.2. CONCLUSÃO.....	90
5.3. AMORTECIMENTO DA ESTRUTURA.....	91
5.3.1. ALFA PENDULAR.....	91
5.3.2. X 2000	94
5.3.3. VIRGIN.....	96
5.3.4. ICE 2.....	99
5.3.5. ETR-Y-500	101
5.3.6. CONCLUSÃO.....	104
5.4. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA LAJE	104
5.4.1. ALFA PENDULAR.....	107
5.4.2. X 2000	110
5.4.3. VIRGIN.....	114
5.4.4. ICE 2.....	117
5.4.5. ETR-Y-500	121
5.4.6. CONCLUSÃO.....	124
6. CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1. – Evolução do transporte de passageiros/mercadorias na União Europeia: passageiros/toneladas por quilómetro entre 2000 e 2012 (adaptado de Molemaker e Pauer, 2014)....	2
Fig. 1.2. – Mudança modal em 2011 (adaptado de Molemaker e Pauer, 2014)	2
Fig. 2.1. – Modelo de carga LM71 (adaptado de EN1991-2, 2003).....	6
Fig. 2.2. – Modelos de carga SW/0 e SW/2 (adaptado de EN1991-2)	6
Fig. 2.3. – Fatores dinâmicos ϕ_2 e ϕ_3 em função do comprimento “determinante” L_ϕ (adaptado de Figueiredo, 2007).	8
Fig. 2.4. – Fluxograma para determinar a necessidade de realizar uma análise dinâmica (adaptado de EN1991-2, 2003)	9
Fig. 2.5. – Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do vão L (m) (adaptado de EN1991-2, 2003)	11
Fig. 2.6. – Composição esquemática do comboio convencional (adaptado de EN1991-2, 2003)	11
Fig. 2.7. – Composição esquemática do comboio articulado (adaptado de EN1991-2, 2003)	12
Fig. 2.8. – Composição esquemática do comboio regular (adaptado de EN1991-2, 2003)	12
Fig. 2.9. – Configuração do modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN1991-2, 2003).....	13
Fig. 2.10. – Configuração do modelo de cargas HSLM-B (adaptado de EN1991-2, 2003).....	14
Fig. 2.11. – Determinação de N e D em função do vão L (m) (adaptado de EN1991-2, 2003)	14
Fig. 2.12. – Evolução do amortecimento do betão armado em função da tensão instalada (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001 e Jorge, 2013)	16
Fig. 2.13. – Coeficientes de amortecimento em relação ao vão da ponte consoante o material estrutural (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001).....	17
Fig. 2.14. – Amortecimento adicional $\Delta\xi$ em função do vão L (adaptado de EN1991-2, 2003)	18
Fig. 2.15. – Funções de transferência do balastro para diferentes frequências e acelerações (adaptado de Zacher e Baeßler, 2008)	22
Fig. 2.16. – Registo de acelerações do tabuleiro onde se indica o limite regulamentar (adaptado de Zacher e Baeßler, 2008)	23
Fig. 2.17. – Níveis de aceleração vertical do tabuleiro de uma ponte (adaptado de Norris, 2008)	24
Fig. 2.18. – Definição da torção do tabuleiro (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005)	25
Fig. 2.19. – Definição da variação angular (adaptado de EN1991-2, 2003).....	26
Fig. 2.20. – Deflexão vertical máxima em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, correspondente a uma aceleração vertical de 1 m/s^2 em função da velocidade V (km/h) (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005)	27
Fig. 3.1. – Variação do amortecimento proporcional à massa em função da frequência angular (adaptado de Chopra Anil, 1995)	31
Fig. 3.2. – Variação do amortecimento proporcional à rigidez em função da frequência angular (adaptado de Chopra Anil, 1995)	32
Fig. 3.3. – Variação do amortecimento de Rayleigh em função da frequência (adaptado de Chopra Anil, 1995)	33
Fig. 3.4. – Modelo do comboio para análise dinâmica com interação ponte-comboio (adaptado de Song, Noh e Choi, 2003 e Jorge, 2013).....	36
Fig. 3.5. – Modelo de interação ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012).....	37
Fig. 3.6. – Função de forma para distribuição das cargas (adaptado de Albuquerque, 2008)	40
Fig. 3.7. – Esquema do procedimento adotado para a obtenção dos deslocamentos e acelerações (adaptado de Ferreira, 2017)	42
Fig. 4.1. – Localização da nova ponte ferroviária de Alcácer do Sal na rede ferroviária nacional (adaptado de Infraestruturas de Portugal, 2017)	44
Fig. 4.2. – Vista geral da ponte e dos respetivos viadutos de acesso (adaptado de Teixeira Duarte, 2010)	45
Fig. 4.3. – Vista em planta da ponte (adaptado de Reis et al., 2010).....	45

Fig. 4.4. – Vista de alçado do vão “neutro” em estudo localizado no viaduto Norte (adaptado de Alencar et al., 2017).....	46
Fig. 4.5. – Secção transversal do vão (adaptado de Alencar et al., 2016)	46
Fig. 4.6. – Elementos estruturais metálicos do viaduto (adaptado de Alencar et al., 2016)	47
Fig. 4.7. – Detalhes dos elementos estruturais metálicos do viaduto (unidades: cm) (adaptado de Alencar et al., 2016).....	48
Fig. 4.8. – Vista da via férrea da ponte e da camada de balastro (adaptado de Albuquerque, 2015) .	48
Fig. 4.9. – Representação dos elementos finitos de casca, de barra e sólido (adaptado de Kohnke, 1994).....	49
Fig. 4.10. – Representação dos elementos infinitamente rígidos e de massa (adaptado de ANSYS, 1998).....	50
Fig. 4.11. – Vista isométrica do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016).....	50
Fig. 4.12. – Vista lateral do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016)	50
Fig. 4.13. – Vista da secção transversal do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016).....	51
Fig. 4.14. – Detalhe da via férrea do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016).....	51
Fig. 4.15. – Detalhe dos elementos estruturais metálicos do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016).....	51
Fig. 4.16. – Deformada dos principais modos de vibração obtidos por modelação numérica (adaptado de Alencar et al., 2016).....	54
Fig. 4.17. – Localização do nó referente às análises efetuadas	57
Fig. 4.18. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Alfa Pendular	57
Fig. 4.19. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Talgo AV2	58
Fig. 4.20. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Thalys 2....	59
Fig. 4.21. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Eurostar 373	59
Fig. 4.22. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio X 2000.....	60
Fig. 4.23. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio TGV Atlantique	61
Fig. 4.24. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Virgin	61
Fig. 4.25. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio ICE 2	62
Fig. 4.26. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio ETR-Y-50063	63
Fig. 4.27. – Comparação das acelerações máximas provocadas por cada comboio.....	63
Fig. 4.28. – Zona da laje do tabuleiro em análise	65
Fig. 4.29. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio Alfa Pendular à velocidade de 220 km/h	65
Fig. 4.30. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio Alfa Pendular, a uma velocidade de 220 km/h, no instante de tempo igual a 2,057 s.....	66
Fig. 4.31. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h	67
Fig. 4.32. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio Alfa Pendular, a uma velocidade de 405 km/h, no instante de tempo igual a 1,519 s.....	67
Fig. 4.33. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h	68
Fig. 4.34. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio X 2000, a uma velocidade de 400 km/h, no instante de tempo igual a 1,421 s.....	68
Fig. 4.35. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio Virgin à velocidade de 225 km/h	69
Fig. 4.36. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio Virgin, a uma velocidade de 225 km/h, no instante de tempo igual a 3,873 s.....	69
Fig. 4.37. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h	70
Fig. 4.38. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio ICE 2, a uma velocidade de 385 km/h, no instante de tempo igual a 2,882 s.....	70
Fig. 4.39. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio ETR-Y-500 à velocidade de 380 km/h	71
Fig. 4.40. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio ETR-Y-500, a uma velocidade de 380 km/h, no instante de tempo igual a 2,994 s.....	71

Fig. 4.41. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 220 km/h.....	72
Fig. 4.42. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h.....	72
Fig. 4.43. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h.....	73
Fig. 4.44. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h.....	73
Fig. 4.45. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h.....	74
Fig. 4.46. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 380 km/h.....	74
Fig. 5.1. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do Alfa Pendular	80
Fig. 5.2. – Sinal do comboio Alfa Pendular à velocidade de circulação de 405 km/h	81
Fig. 5.3. – Deformada do modo 260.....	81
Fig. 5.4. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do X 2000	83
Fig. 5.5. – Sinal do comboio X 2000 à velocidade de circulação de 400 km/h.....	83
Fig. 5.6. – Deformada do modo 218.....	84
Fig. 5.7. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do Virgin.....	85
Fig. 5.8. – Sinal do comboio Virgin à velocidade de circulação de 225 km/h.....	86
Fig. 5.9. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do ICE 2.....	87
Fig. 5.10. – Sinal do comboio ICE 2 à velocidade de circulação de 385 km/h	88
Fig. 5.11. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do ETR-Y-500.....	89
Fig. 5.12. – Sinal do comboio ETR-Y-500 à velocidade de circulação de 380 km/h	90
Fig. 5.13. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Alfa Pendular (alteração dos amortecimentos da estrutura)	92
Fig. 5.14. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecimentos, para o comboio Alfa Pendular, a uma velocidade de 410 km/h	93
Fig. 5.15. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecimentos) para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 410 km/h e para o instante de tempo igual a 1,317 s	93
Fig. 5.16. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 410 km/h.....	94
Fig. 5.17. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o X 2000 (alteração dos amortecimentos da estrutura).....	94
Fig. 5.18. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecimentos, para o comboio X 2000, a uma velocidade de 400 km/h	95
Fig. 5.19. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecimentos) para o comboio X 2000, à velocidade de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 1,420 s.....	96
Fig. 5.20. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h	96
Fig. 5.21. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Virgin (alteração dos amortecimentos da estrutura).....	97
Fig. 5.22. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecimentos, para o comboio Virgin, a uma velocidade de 410 km/h	98
Fig. 5.23. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecimentos) para o comboio Virgin, à velocidade de 410 km/h e para o instante de tempo igual a 2,293 s.....	98
Fig. 5.24. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio Virgin à velocidade de 410 km/h	99
Fig. 5.25. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o ICE 2 (alteração dos amortecimentos da estrutura).....	99
Fig. 5.26. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecimentos, para o comboio ICE 2, a uma velocidade de 400 km/h.....	100
Fig. 5.27. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecimentos) para o comboio ICE 2, à velocidade de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 3,348 s.....	101
Fig. 5.28. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio ICE 2 à velocidade de 400 km/h	101
Fig. 5.29. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o ETR-Y-500 (alteração dos amortecimentos da estrutura)	102

Fig. 5.30. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecimentos, para o comboio ETR-Y-500, a uma velocidade de 310 km/h.....	103
Fig. 5.31. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecimentos) para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 310 km/h e para o instante de tempo igual a 3,351 s	103
Fig. 5.32. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 310 km/h.....	104
Fig. 5.33. – Áreas de influência da espessura da laje.....	105
Fig. 5.34. – Variação da espessura ao longo do vão transversal da laje.....	106
Fig. 5.35. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Alfa Pendular (alteração das espessuras da laje).....	107
Fig. 5.36. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio Alfa Pendular, a uma velocidade de 405 km/h.....	108
Fig. 5.37. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 405 km/h e para o instante de tempo igual a 1,519 s	109
Fig. 5.38. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 405 km/h e para o instante de tempo igual a 1,519 s	109
Fig. 5.39. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h	109
Fig. 5.40. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h	110
Fig. 5.41. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o X 2000 (alteração das espessuras da laje).....	111
Fig. 5.42. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio X 2000, a uma velocidade de 400 km/h.....	112
Fig. 5.43. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio X 2000, à velocidade de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 1,421 s	112
Fig. 5.44. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio X 2000, à velocidade de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 1,421 s	113
Fig. 5.45. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h.....	113
Fig. 5.46. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h.....	113
Fig. 5.47. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Virgin (alteração das espessuras da laje).....	114
Fig. 5.48. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio Virgin, a uma velocidade de 225 km/h	115
Fig. 5.49. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h e para o instante de tempo igual a 3,873 s	116
Fig. 5.50. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h e para o instante de tempo igual a 3,873 s	116
Fig. 5.51. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h.....	116
Fig. 5.52. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h.....	117
Fig. 5.53. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o ICE 2 (alteração das espessuras da laje).....	118
Fig. 5.54. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio ICE 2, a uma velocidade de 385 km/h.....	119
Fig. 5.55. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio ICE 2, à velocidade de 385 km/h e para o instante de tempo igual a 2,882 s	119
Fig. 5.56. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio ICE 2, à velocidade de 385 km/h e para o instante de tempo igual a 2,882 s	120
Fig. 5.57. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h.....	120
Fig. 5.58. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h.....	120
Fig. 5.59. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o ETR-Y-500 (alteração das espessuras da laje).....	121

Fig. 5.60. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio ETR-Y-500, a uma velocidade de 380 km/h	122
Fig. 5.61. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h e para o instante de tempo igual a 2,994 s	123
Fig. 5.62. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h e para o instante de tempo igual a 2,994 s	123
Fig. 5.63. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 380 km/h	123
Fig. 5.64. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 380 km/h	124

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1. – Valores caraterísticos para as cargas verticais dos modelos de carga SW/0 e SW/2 (adaptado de EN1991-2, 2003).....	6
Quadro 2.2. – Comboios de alta velocidade e as suas caraterísticas (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001 e Ferreira, 2017).....	12
Quadro 2.3. – Caraterísticas dos diferentes comboios universais pertencentes ao modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN1991-2, 2003).....	13
Quadro 2.4. – Aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (adaptado de EN1991-2, 2003).....	14
Quadro 2.5. – Valores de amortecimento a considerar no dimensionamento (adaptado de EN1991-2, 2003).....	17
Quadro 2.6. – Limites da aceleração vertical no tabuleiro da ponte (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005).....	22
Quadro 2.7. - Limites (excepcionais) da aceleração vertical no tabuleiro da ponte (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005).....	24
Quadro 2.8. – Valores máximos para a torção do tabuleiro (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005).....	25
Quadro 2.9. – Variação angular máxima e raio de curvatura mínimo (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005 e Ribeiro, 2004).....	26
Quadro 2.10. – Níveis de conforto recomendados (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005).....	27
 Quadro 3.1. – Metodologia iterativa de análise dinâmica com interação ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012).....	 38
 Quadro 4.1. – Parâmetros geométricos e mecânicos do modelo numérico.....	 52
Quadro 4.2. – Propriedades geométricas dos elementos metálicos.....	53
Quadro 4.3. – Frequências de alguns modos de vibração da estrutura.....	54
Quadro 4.4. – Frequências limite da norma EN1990-Annex A2.....	55
Quadro 4.5. – Velocidade mínima que ultrapassa a aceleração de $3,5 \text{ m/s}^2$	64
 Quadro 5.1. – Modos de vibração e respetivas frequências naturais.....	 76
Quadro 5.2. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do Alfa Pendular a 405 km/h.....	82
Quadro 5.3. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do X 2000 a 400 km/h.....	84
Quadro 5.4. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do Virgin a 225 km/h.....	86
Quadro 5.5. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do ICE 2 a 385 km/h.....	88
Quadro 5.6. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do ETR-Y-500 a 380 km/h.....	90
Quadro 5.7. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – Alfa Pendular.....	92
Quadro 5.8. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – X 2000.....	95
Quadro 5.9. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – Virgin.....	97
Quadro 5.10. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – ICE 2.....	100
Quadro 5.11. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – ETR-Y-500.....	102
Quadro 5.12. – Tolerâncias da secção (adaptado de EN1992-1-1, 2004).....	104
Quadro 5.13. – Espessura da laje para cada área de influência.....	105
Quadro 5.14. – Valores calibrados das espessuras dos Modelos 1 e 2.....	106

Quadro 5.15. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – Alfa Pendular	108
Quadro 5.16. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – X 2000	111
Quadro 5.17. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – Virgin.....	115
Quadro 5.18. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – ICE 2.....	118
Quadro 5.19. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – ETR-Y-500.....	122

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DA DISSERTAÇÃO

Durante as últimas décadas, o sistema ferroviário mostrou uma grande influência no desenvolvimento social e económico na nossa sociedade. Na Europa, o transporte ferroviário assume, atualmente, um papel importante para atingir a estratégia da Europa 2020. Esta estratégia visa um desenvolvimento de uma economia inteligente e mais sustentável e competitiva (European Commission, 2008).

A introdução de novas linhas de alta velocidade, ou a modernização das já existentes, contribuiu largamente para o crescimento da economia, reduzindo os tempos de viagem, melhorando o conforto dos passageiros em viagem e reduzindo o congestionamento em toda a rede de infraestruturas de transporte. Foram criadas oportunidades para uma mudança modal (“Modal shift”) do transporte aéreo e rodoviário para o transporte ferroviário, o que conduziu a ganhos ambientais. Como consequência, isto também se tornou benéfico para o transporte ferroviário de mercadorias, pois as linhas de alta velocidade permitiram libertar uma capacidade essencial na rede ferroviária clássica para mais comboios de mercadorias, que têm sido cada vez mais utilizados no transporte de mercadorias pesadas e volumosas, bens de consumo e materiais de construção. Este transporte ferroviário de mercadorias conecta os principais portos com as principais cidades, reduzindo assim o número de camiões e congestionamento nas principais vias rodoviárias.

Embora o transporte rodoviário seja o meio de transporte mais usado na Europa, a procura por transporte ferroviário de passageiros cresceu cerca de 17% entre 2000 e 2012 (Figura 1.1.), impulsionada pela expansão da rede ferroviária europeia de alta velocidade (Molemaker e Pauer, 2014). Contudo, os volumes de transporte ferroviário de mercadorias caíram consideravelmente durante o período de 2007 a 2011. Em termos de mudança modal, o transporte ferroviário forneceu 11% de transporte de mercadorias e 6,3% de transporte de passageiros em 2011 (Figura 1.2.).

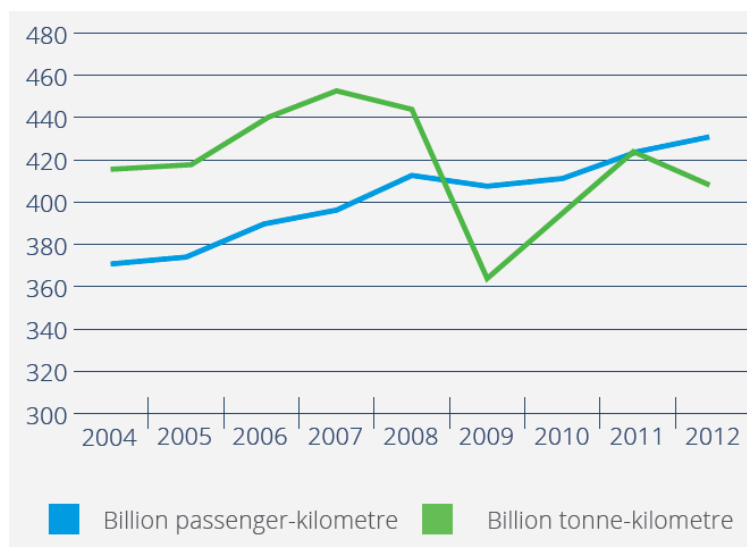


Fig. 1.1. – Evolução do transporte de passageiros/mercadorias na União Europeia: passageiros/toneladas por quilómetro entre 2000 e 2012 (adaptado de Molemaker e Pauer, 2014)

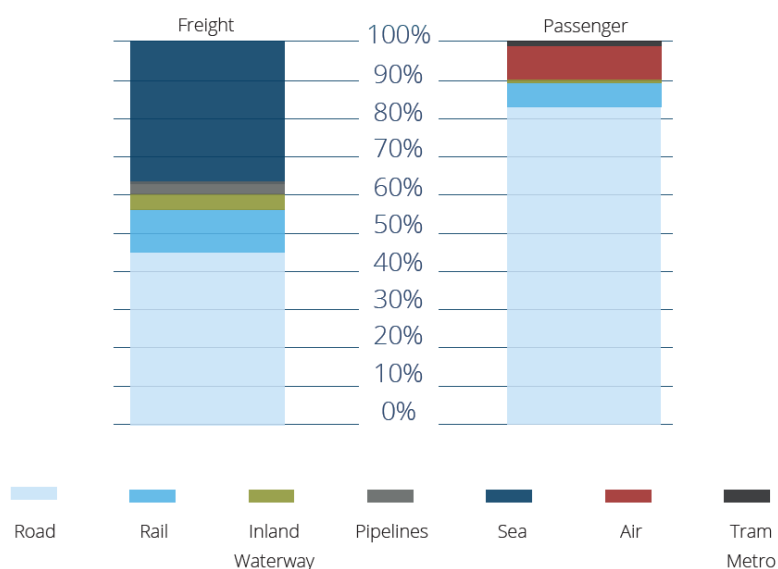


Fig. 1.2. – Mudança modal em 2011 (adaptado de Molemaker e Pauer, 2014)

Vários relatórios (European Commission, 2014) destacam que os processos de inovação nem sempre são diretos. Existem fatores que impedem o investimento em I&D a longo prazo, tais como as baixas margens de operação, os custos iniciais elevados e a vida útil longa do produto, as séries de produção curtas com altos níveis de personalização, ou seja, alta especificidade de ativos, o que aumenta ainda mais o risco de investimento e diminui o leque de oportunidades que cruzam fronteiras de um sistema ou de organizações (Molemaker e Pauer, 2014). Como resultado, surgem atitudes conservadoras que favorecem tecnologias comprovadas e que levam a uma lenta progressão da inovação.

Os mesmos relatórios mostram que é necessária investigação e desenvolvimento mais coordenado a longo prazo para que a União Europeia possa modificar as necessidades de transporte e reforçar a posição competitiva do setor ferroviário europeu. A necessidade de um apoio público continuado na I&D também é destacado. Estas observações suportam a lógica que está por trás da iniciativa tecnológica

conjunta proposta pela indústria ferroviária, Shift2Rail, que visa combater as lacunas na I&D no setor ferroviário europeu através de uma abordagem abrangente, holística e intersectorial.

A iniciativa Shift2Rail visa então duplicar a capacidade do sistema ferroviário europeu para aumentar a sua fiabilidade e qualidade dos serviços em 50%, além de reduzir custos de ciclo de vida. Será a primeira iniciativa tecnológica ferroviária europeia conjunta que visa focar-se na pesquisa e inovação e em soluções voltadas para o mercado, acelerando a integração de tecnologias novas e avançadas em soluções de produtos ferroviários inovativos, tendo estas soluções igualmente o apoio do Shift2Rail.

A presente dissertação enquadra-se no Programa de Inovação 3, no Demonstrador Tecnológico TD 3.5. da Iniciativa Tecnológica Conjunta Shift2Rail.

O Demonstrador Tecnológico TD 3.5. “Proactive Bridge and Tunnel Assessment, Repair and Upgrade”, inserido no Programa de Inovação 3 chamado “Cost-Efficient and Reliable High-Capacity Infrastructure”, visa melhorar os métodos de inspeção e técnicas de reparação para reduzir custos, melhorar a qualidade e prolongar a vida útil em serviço de pontes e túneis. Além disso, a redução do ruído e vibrações são objetivos prioritários.

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A grande motivação para o trabalho realizado nesta dissertação é o facto da implementação em Portugal da rede ferroviária de alta velocidade ter suscitado cada vez mais o interesse da comunidade científica nacional, visto a escassez de estudos realizados na área do comportamento dinâmico de pontes e viadutos devido à passagem de tráfego ferroviário de alta velocidade.

Este trabalho pretende contribuir para uma evolução no conhecimento das implicações do tipo de tráfego ferroviário a nível estrutural, mais detalhadamente na influência das velocidades de circulação de comboios europeus de alta velocidade nas acelerações verticais em tabuleiros de pontes mistas, que podem levar à instabilização do balastro. Este estudo tem por base a análise da distribuição espacial das acelerações do tabuleiro do viaduto Norte da nova ponte ferroviária sobre o rio Sado, localizada em Alcácer do Sal.

Recorrendo a modelos numéricos do viaduto, irão ser estudadas a influência de vários parâmetros da estrutura para a resposta dinâmica da mesma em termos de acelerações verticais do tabuleiro.

Com os resultados deste estudo, poderão ser discutidas algumas questões relacionadas com a regulamentação em vigor, bem como a influência e as implicações da passagem de vários comboios de alta velocidade europeus no viaduto em questão.

1.3. CONSTITUIÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é dividida em 6 capítulos, cujo conteúdo está sumariado nos seguintes parágrafos.

No capítulo corrente, Capítulo 1, é apresentado o enquadramento desta dissertação, na qual é descrita a motivação para o seu desenvolvimento bem como os objetivos e contornos gerais da organização do documento.

O Capítulo 2 é dedicado aos aspetos regulamentares a ter em conta numa análise dinâmica de estruturas ferroviárias, dando mais ênfase nas questões relativas à estabilidade da via, mais detalhadamente na questão das acelerações verticais, sendo feita uma abordagem crítica ao regulamento com base em investigações recentes sobre o tema.

No Capítulo 3 são abordadas as características da análise dinâmica, em particular a metodologia numérica de cargas móveis, visto que é a aplicada no presente trabalho, explicando-se o funcionamento em conjunto entre dois softwares, o ANSYS e o MATLAB.

No Capítulo 4 é realizada a caracterização da estrutura em estudo, descrevendo sumariamente o projeto realizado, bem como o modelo de elementos finitos desenvolvido com recurso ao programa ANSYS. Após estas descrições são referidos os parâmetros regulamentares necessários para realizar a análise dinâmica através de cargas móveis, em que são apresentados os diferentes resultados das análises, relativamente a acelerações num dado ponto do tabuleiro, para vários comboios a diferentes velocidades de circulação.

No Capítulo 5 é realizada uma análise de sensibilidade à variação de alguns parâmetros da estrutura, evidenciando a influência na variação dos parâmetros na resposta dinâmica da estrutura.

No Capítulo 6 são proferidas algumas considerações sobre os resultados obtidos e as conclusões gerais da dissertação, bem como perspectivas de desenvolvimento futuro para o estudo do tema abordado neste trabalho.

2

ASPETOS REGULAMENTARES E TEÓRICOS RELATIVOS À ESTABILIDADE DA VIA

2.1. INTRODUÇÃO

Os efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário em vias convencionais são tidos em conta multiplicando os efeitos estáticos produzidos por determinados modelos de cargas por um coeficiente de amplificação dinâmica. A experiência adquirida na exploração de vias para velocidades de circulação até 200 km/h permitiu concluir tal facto, tendo até sido adotado por diversas normas e estudos, tais como a ERRI D214/RP9 e a EN1991-2.

Para velocidades superiores a 200 km/h, os efeitos dinâmicos tendem a aumentar de forma considerável, como resultado, principalmente, dos efeitos de ressonância. A determinação destes efeitos é uma tarefa complexa obrigando à realização de análises dinâmicas.

Os procedimentos relacionados com a determinação destes efeitos foram incluídos na última versão da EN1991-2 (Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges) e da EN1990-Annex A2 (Eurocode: Basis of structural design – Annex A2: Application for bridges) evidenciando a investigação mais recente conduzida pela comissão de especialistas D214 do ERRI (European Rail Research Institute) (ERRI D214/RP9, 2001) sobre os efeitos da alta velocidade em pontes ferroviárias.

Neste capítulo são apresentados os principais aspetos a ter em conta no dimensionamento de pontes ferroviárias previstos nas normas referidas, nomeadamente no que se refere à forma como são quantificadas as ações de cálculo de tráfego ferroviário, com realce para a determinação dos efeitos dinâmicos, os modelos de tráfego ferroviário de alta velocidade e as verificações de segurança a efetuar tendo em vista os critérios relacionados com a segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

2.2. AÇÕES DE CÁLCULO DEVIDAS AO TRÁFEGO FERROVIÁRIO

2.2.1. MODELO DE CARGA LM71

O modelo de carga LM71 representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário normal. Este modelo pretende simular os efeitos das cargas ferroviárias em elementos de pequeno vão através de cargas concentradas, e em elementos de grande vão através de cargas uniformemente distribuídas (Ribeiro, 2004).

Os valores caraterísticos e o esquema de carga para as ações verticais encontram-se representados na Figura 2.1.

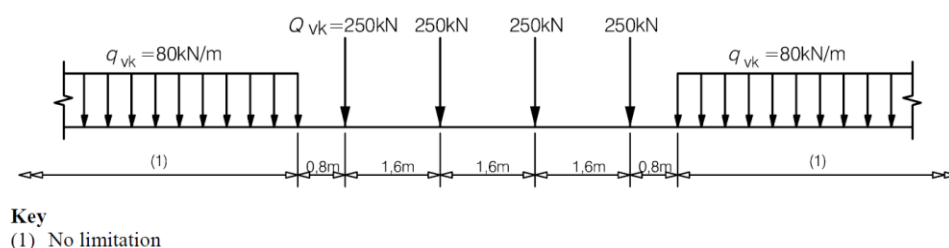


Fig. 2.1. – Modelo de carga LM71 (adaptado de EN1991-2, 2003)

Como indicado na Figura 2.1, o modelo de carga LM71 é constituído por quatro cargas concentradas Q_{vk} iguais a 250 kN e duas cargas uniformemente distribuídas de valor q_{vk} iguais a 80 kN/m.

Os valores caraterísticos das cargas indicadas na Figura 2.1. devem ser multiplicadas por um fator α em linhas cujo tráfego ferroviário é mais pesado ou mais leve que o tráfego ferroviário normal. Quando multiplicadas pelo fator α , as cargas passam-se a designar por “cargas verticais classificadas”. O fator α terá os valores de 0,75, 0,83 e 0,91 para o caso do tráfego ferroviário ser leve, ou 1,10, 1,21, 1,33 e 1,46 para o caso do tráfego ferroviário ser mais pesado.

2.2.2. MODELOS DE CARGA SW/0 E SW/2

O modelo de carga SW/0 representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário normal em vigas contínuas, enquanto que o modelo de carga SW/2 representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário pesado. Estes modelos de carga são uma alternativa ao modelo de carga LM71 para situações particulares (Ribeiro, 2004).

O esquema de carga a ter em conta é apresentado na Figura 2.2., com os valores caraterísticos dos carregamentos verticais de acordo com o Quadro 2.1.

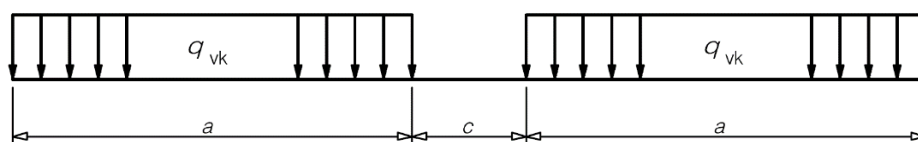


Fig. 2.2. – Modelos de carga SW/0 e SW/2 (adaptado de EN1991-2)

Quadro 2.1. – Valores caraterísticos para as cargas verticais dos modelos de carga SW/0 e SW/2 (adaptado de EN1991-2, 2003)

Modelo de carga	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

O modelo de carga SW/0 deverá ser multiplicado pelo fator α como foi descrito em 2.2.1.

2.2.3. MODELO DE CARGA “UNLOADED TRAIN” (COMBOIO DESCARREGADO)

O modelo de carga “unloaded train” é um modelo particular, que consiste numa carga vertical uniformemente distribuída com o valor característico de 10 kN/m.

Este modelo é aplicável em situações onde é necessário ter em conta a ação vertical do tráfego, tendo em vista a aplicação de outras ações, como a atuação do vento lateral sobre o comboio, em que esta tem um efeito favorável (Figueiredo, 2007).

2.3. EFEITOS DINÂMICOS (INCLUINDO RESSONÂNCIA)

2.3.1. FATORES INFLUENCIADORES DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

Os principais fatores que influenciam o comportamento dinâmico são:

- A velocidade de tráfego na ponte;
- O vão L do elemento e o comprimento da linha de influência da flecha do elemento considerado;
- A massa da estrutura;
- As frequências naturais de toda a estrutura e os seus elementos relevantes e modos de vibração associados (modos próprios) ao longo da via;
- O número de eixos, cargas por eixo e o espaçamento entre eixos;
- O amortecimento da estrutura;
- As irregularidades verticais na via;
- A massa não suspensa ou suspensa e as características de suspensão do veículo;
- A presença de apoios regularmente espaçados da laje de tabuleiro e/ou da via (carlingas, travessas, etc.);
- As imperfeições dos veículos (rodas irregulares, rodas ovalizadas, defeitos da suspensão, etc.);
- As características dinâmicas da via (balastro, travessas, componentes da via, etc.).

2.3.2. O FATOR DINÂMICO ϕ

O fator dinâmico ϕ tem em conta a amplificação dinâmica das tensões e dos efeitos de vibrações na estrutura, mas não tem em conta os efeitos de ressonância. Para estes efeitos é necessário a realização de uma análise dinâmica para proceder à avaliação dos mesmos.

Este fator majora os efeitos das cargas estáticas nos modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2, e deve ser igual a ϕ_2 ou ϕ_3 . O fator dinâmico ϕ é considerado igual a ϕ_2 ou ϕ_3 conforme a qualidade da manutenção da via.

Para uma via com uma manutenção muito cuidada:

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad (2.1.)$$

com $1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$

Para uma via com manutenção corrente:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad (2.2.)$$

com $1,00 \leq \phi_3 \leq 2,0$

em que L_ϕ é o comprimento “determinante” (comprimento associado a ϕ) e que está definido no Quadro 6.2. da EN1991-2.

Na Figura 2.3. apresentam-se os valores de ϕ_2 e ϕ_3 em função do comprimento “determinante” L_ϕ .

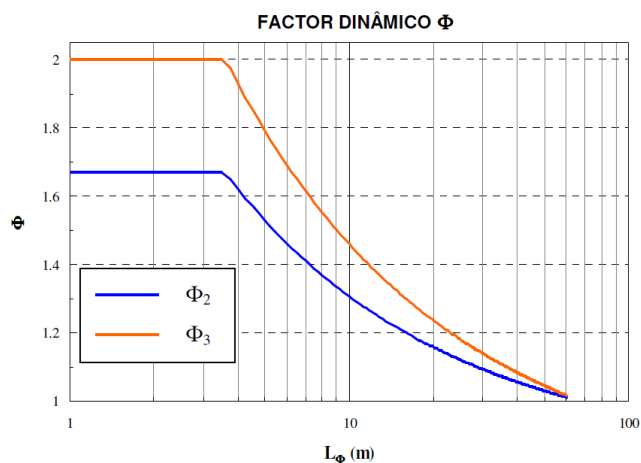


Fig. 2.3. – Fatores dinâmicos ϕ_2 e ϕ_3 em função do comprimento “determinante” L_ϕ (adaptado de Figueiredo, 2007).

2.3.3. NECESSIDADE DA REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA

A EN1991-2 fornece um fluxograma na qual se pode verificar a necessidade de realizar ou não uma análise dinâmica da ponte. Este fluxograma é apresentado na Figura 2.4.

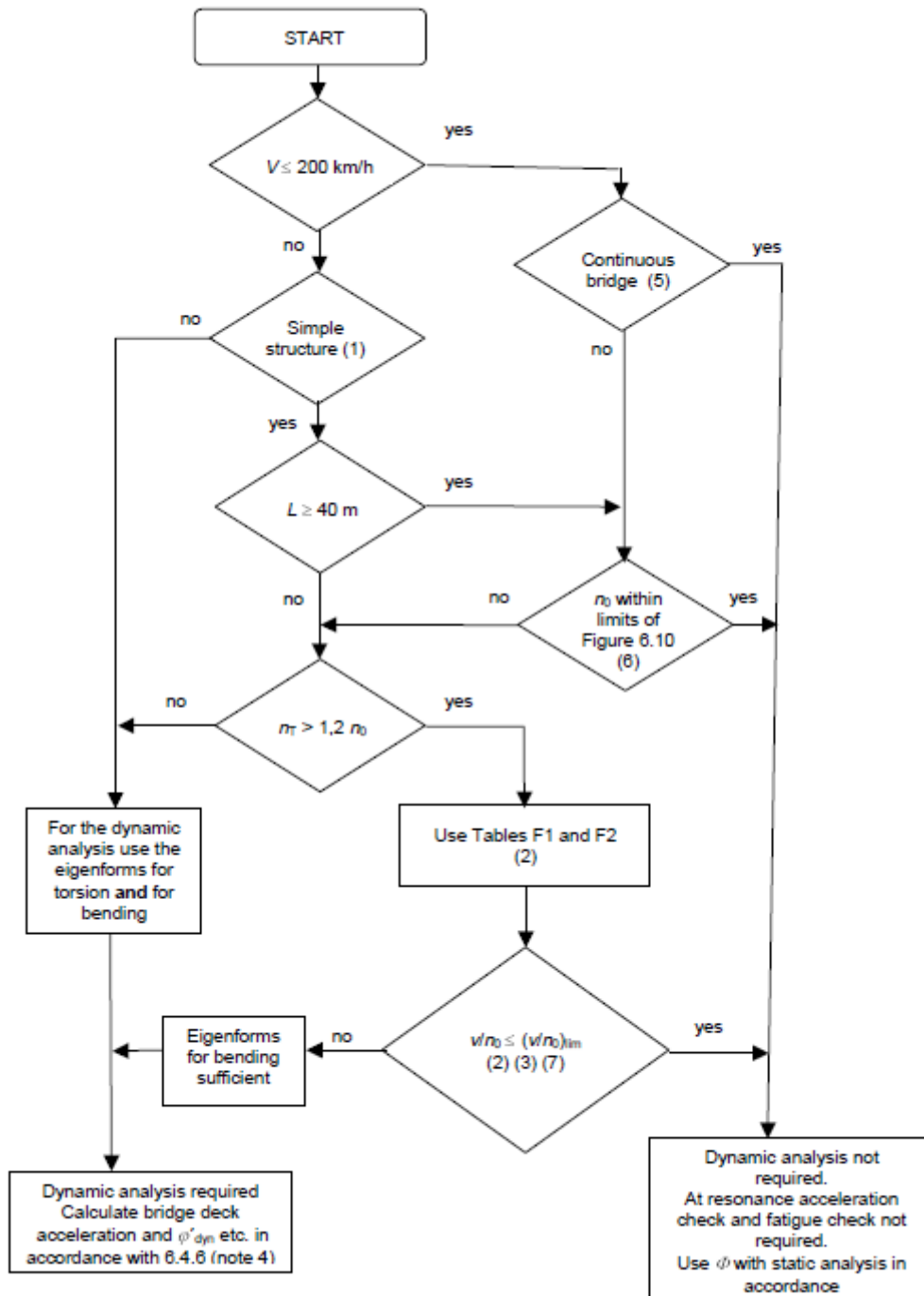


Fig. 2.4. – Fluxograma para determinar a necessidade de realizar uma análise dinâmica (adaptado de EN1991-2, 2003)

Na Figura 2.4., V representa a velocidade máxima da linha no local (km/h), L é o comprimento do vão (m), n_0 é a primeira frequência própria de flexão da ponte sob ações permanentes (Hz), n_T é a primeira frequência própria de torção da ponte sob ações permanentes (Hz), v é a velocidade nominal máxima (m/s) e $(v/n_0)_{lim}$ é indicado no Anexo F da EN1991-2.

Com a observação da Figura 2.4., verifica-se que não é necessário realizar uma análise dinâmica para as seguintes situações:

- $V \leq 200$ km/h e ponte contínua, e se forem cumpridos os requisitos para um nível de conforto muito bom dos passageiros, de acordo com a EN1990-Annex A2;
- $V \leq 200$ km/h, ponte sem continuidade, vão L superior a 40 m e n_0 dentro dos limites especificados na Figura 2.5.;
- $V > 200$ km/h, ponte sem continuidade, vão L inferior a 40 m, $n_T > 1,2 \cdot n_0$ e $v/n_0 \leq (v/n_0)_{lim}$ de acordo com as Tabelas F1 e F2 da EN1991-2.

Nos casos referidos em cima, é suficiente a realização de uma análise estática com base nos modelos de carga verticais, multiplicando os resultados pelo fator dinâmico ϕ . Também é dispensada a verificação do estado limite de aceleração do tabuleiro e a verificação da fadiga em fenómenos de ressonância.

As Tabelas F1 e F2 da EN1991-2, são válidas para pontes simplesmente apoiadas na qual os efeitos máximos das cargas dinâmicas (tensões, deformações, etc.) e as ações de fadiga a velocidades elevadas (exceto quando a velocidade de operação frequente corresponde a uma velocidade de ressonância) não excedem os valores resultantes de $\phi_2 \cdot LM71$ e que não seja necessária nenhuma análise dinâmica adicional e que a aceleração máxima do tabuleiro seja inferior a 3,50 m/s² ou 5,00 m/s², dependendo do caso.

Na Figura 2.5. representam-se os limites superiores e inferiores da frequência natural da ponte n_0 em função do comprimento do vão L . O limite superior de n_0 (curva (1)) relaciona-se com os efeitos dinâmicos devido às irregularidades da via e é dado por:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (2.3.)$$

Já o limite inferior de n_0 (curva (2)) relaciona-se com critérios de impacto dinâmico e é dado por:

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L} & \text{para } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \\ 23,58L^{-0,592} & \text{para } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \end{cases} \quad (2.4.)$$

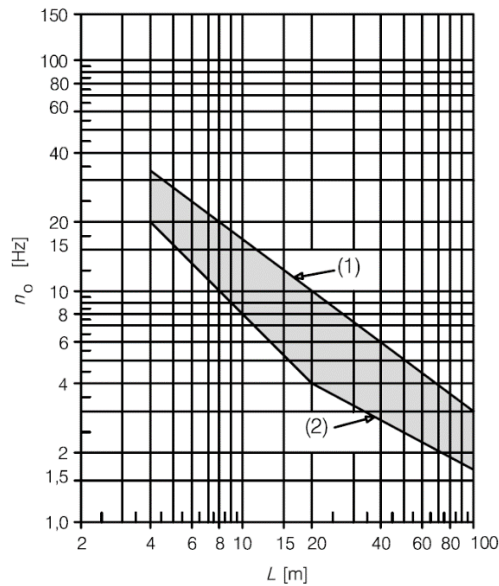


Fig. 2.5. – Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do vão L (m) (adaptado de EN1991-2, 2003)

2.3.4. REQUISITOS PARA A REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA

2.3.4.1. Carregamento

As análises dinâmicas devem ser realizadas usando os valores característicos das cargas dos comboios reais especificadas para o projeto. A escolha dos comboios deve ser efetuada tendo em conta a composição dos mesmos e desde que se preveja que venha a circular na estrutura a uma velocidade superior a 200 km/h.

Os comboios de alta velocidade podem classificar-se nos seguintes tipos, de acordo com a sua configuração:

- Convencionais: as carruagens têm dois bogies, tendo cada um dois eixos (Figura 2.6.). Os comboios deste tipo são o Alfa Pendular, o X 2000, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500;
- Articulados: na articulação de duas carruagens, existe um bogie de dois eixos centrado entre ambas as carruagens (Figura 2.7.). Os comboios deste tipo são o Thalys 2, o Eurostar 373 e o TGV Atlantique;
- Regulares: existe um só eixo na articulação de duas carruagens adjacentes (Figura 2.8.). O comboio deste tipo é o Talgo AV2.

As classificações dos comboios de alta velocidade, consoante a sua tipologia, encontram-se ilustradas nas Figuras 2.6. a 2.8..

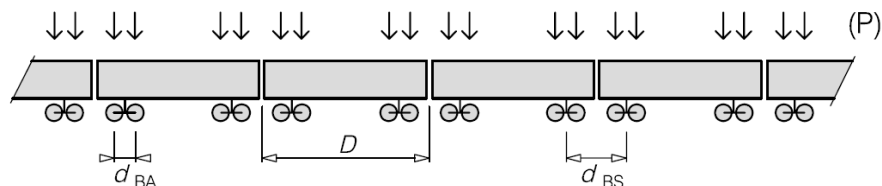


Fig. 2.6. – Composição esquemática do comboio convencional (adaptado de EN1991-2, 2003)

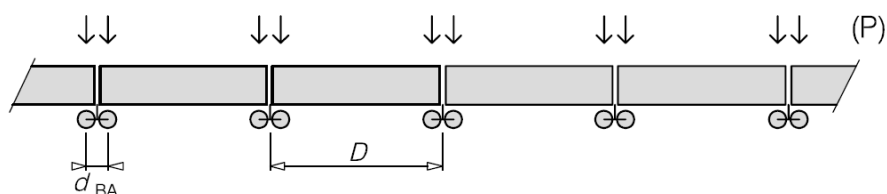


Fig. 2.7. – Composição esquemática do comboio articulado (adaptado de EN1991-2, 2003)

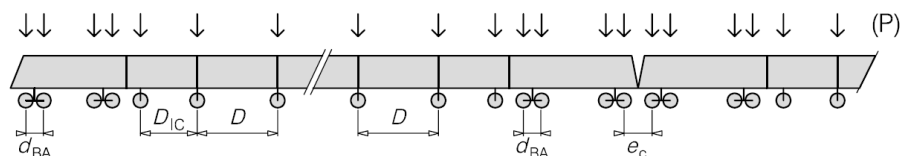


Fig. 2.8. – Composição esquemática do comboio regular (adaptado de EN1991-2, 2003)

Os comboios de alta velocidade que circulam atualmente na rede ferroviária europeia e as suas características são apresentadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2. – Comboios de alta velocidade e as suas caraterísticas (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001 e Ferreira, 2017)

Comboio	Velocidade de circulação (km/h)	Comprimento das carruagens D (m)	Tipologia	Comprimento (m)	Carga por eixo (kN)	Principal país de circulação
Alfa Pendular	220	25,4	Convencional	151,200	132,8	Portugal
Talgo AV2	350	13,1	Regular	356,050	170	Espanha
Thalys 2	300	18,7	Articulado	393,340	170	Bélgica/França
Eurostar 373	300	18,7	Articulado	386,670	170	França/Inglaterra
X 2000	200	24,4	Convencional	109,000	143,25/125	Suécia
TGV Atlantique	400	18,7	Articulado	393,400	170	França
Virgin	225	23,9	Convencional	258,700	170	Reino Unido
ICE 2	330	26,4	Convencional	350,520	195/112	Alemanha
ETR-Y-500	300	26,1	Convencional	295,700	187/120	Itália

A análise dinâmica deve considerar também o modelo de cargas HSLM (High Speed Load Model). Este modelo de cargas é constituído por dois modelos de cargas distintos, o HSLM-A e o HSLM-B. Estes modelos foram desenvolvidos de modo a garantir que os efeitos dinâmicos provocados por diferentes comboios que circulam e possam vir a circular futuramente na rede ferroviária europeia estejam satisfeitos (Ribeiro, 2004).

O HSLM-A é constituído por 10 comboios universais com a configuração representada na Figura 2.9. e caraterísticas indicadas no Quadro 2.3.

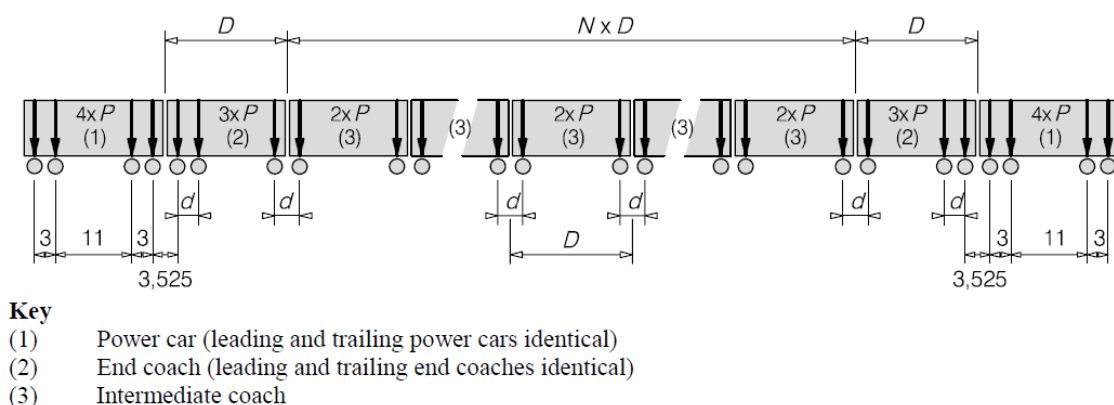


Fig. 2.9. – Configuração do modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN1991-2, 2003)

Quadro 2.3. – Caraterísticas dos diferentes comboios universais pertencentes ao modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN1991-2, 2003)

Comboio Universal	Número de carruagens intermédias N	Comprimento das carruagens D (m)	Distância entre eixos do bogie d (m)	Força concentrada P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	7	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

O HSLM-B foi concebido para o caso de estruturas com vãos inferiores a 7 m e é constituído por N forças concentradas de 170 kN regularmente espaçadas de uma distância d . Estes parâmetros estão definidos nas Figuras 2.10. e 2.11. em função do vão L da ponte a analisar.

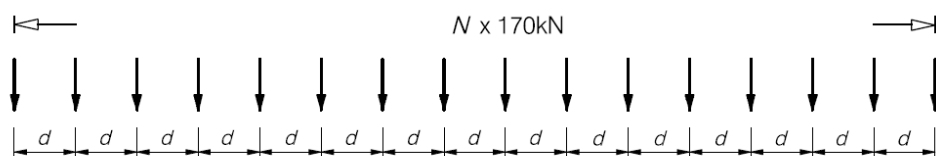


Fig. 2.10. – Configuração do modelo de cargas HSLM-B (adaptado de EN1991-2, 2003)

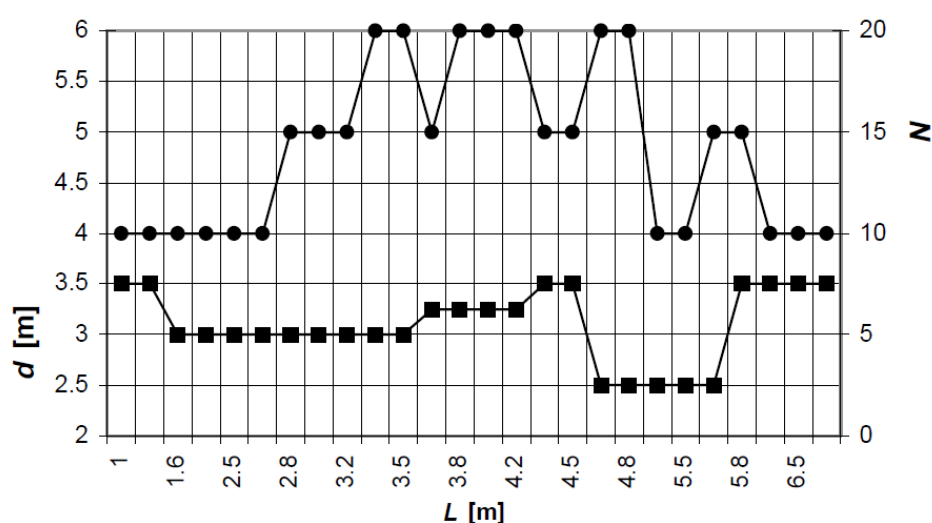


Fig. 2.11. – Determinação de N e d em função do vão L (m) (adaptado de EN1991-2, 2003)

De acordo com o vão L da ponte a analisar e do esquema estrutural que a ponte apresenta, apresenta-se no Quadro 2.4. as condições em que devem ser aplicados os modelos A ou B do modelo de cargas HSLM.

Quadro 2.4. – Aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (adaptado de EN1991-2, 2003)

Esquema estrutural	Vão L	
	$L < 7$ m	$L \geq 7$ m
Vão simplesmente apoiado ^a	HSLM-B ^b	HSLM-A ^c
Estrutura contínua ^a	HSLM-A Comboios A1 a A10 inclusive ^d	HSLM-A
ou		Comboios A1 a A10 inclusive ^d
Estrutura complexa ^e		

^a Válido para pontes cujo comportamento é o de vigas retas longitudinais ou o de laje, sobre apoios rígidos, com efeitos de enviesamento desprezáveis (EN1991-2, 2003);

^b Para vãos simplesmente apoiados até 7 m, poderá utilizar-se na análise um único comboio universal crítico de modelo HSLM-B (EN1991-2, 2003);

^c Para vãos simplesmente apoiados iguais ou superiores a 7 m, poderá utilizar-se para a análise dinâmica um único comboio universal crítico de modelo HSLM-A, de acordo com o Anexo E da EN1991-2 (em alternativa poderão utilizar-se os comboios A1 a A10, inclusive) (EN1991-2, 2003);

^d No projeto deverão ser utilizados todos os comboios A1 a A10, inclusive (EN1991-2, 2003);

^e Todas as estruturas que não satisfaçam os critérios da nota “a” anterior. Por exemplo, uma estrutura em viés, uma ponte com comportamento à torção significativo, uma ponte com vigas laterais com laje inferior com modos de vibração da laje e das vigas principais significativos, etc. Além disso, deverá aplicar-se igualmente o modelo HSLM-B para estruturas complexas com modos de vibração do tabuleiro significativos (por exemplo, pontes com vigas laterais e laje esbelta apoiada ao nível intermédio ou inferior das vigas) (EN1991-2, 2003);

As análises dinâmicas devem ser realizadas para os comboios reais de alta velocidade e para os modelos de carga HSLM que forem especificados.

Interessa também referir que existem duas situações que devem ser distinguidas consoante o número de vias e os sentidos de tráfego da ponte, de acordo com a EN1991-2:

- Uma única via com cada comboio real e HSLM (se necessário) circulando nos sentidos permitidos de tráfego;
- Duas vias com sentidos opostos e com cada comboio real e HSLM (se necessário) a circular em nos sentidos permitidos de tráfego de cada uma das vias com a outra via descarregada.

2.3.4.2. Velocidades a considerar

Para cada comboio de alta velocidade e para cada modelo de carga HSLM, deve-se ter em análise uma série de velocidades até à velocidade máxima de cálculo (v_{DS}). Esta série de velocidades está compreendida entre a velocidade mínima de 40 m/s (cerca de 145 km/h) e a velocidade máxima de cálculo, geralmente considerada igual a 1,2 vezes a máxima velocidade a que o comboio circula na ponte.

O fator de 1,2 constitui uma margem de segurança em relação às incertezas na determinação das frequências naturais da estrutura e consequentemente as velocidades de ressonância. A velocidade máxima de circulação necessita de ter em consideração possíveis alterações na estrutura que levem a um aumento da velocidade permitida (Jorge, 2013).

Para o caso de pontes simplesmente apoiadas que poderão ter como modelo o de uma viga linear, as velocidades de ressonância são estimadas da seguinte forma:

$$v_i = n_0 \lambda_i \quad (2.5.)$$

em que v_i é a velocidade de ressonância (m/s) e varia entre 40 m/s e a velocidade máxima de projeto, n_0 é a primeira frequência própria da estrutura não carregada e λ_i é o comprimento de onda fundamental de excitação, que poderá ser estimado por:

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \quad (2.6.)$$

onde d é o espaçamento regular entre eixos e i toma o valor de 1,2,3 ou 4.

2.3.4.3. Parâmetros relativos à ponte

i. Amortecimento estrutural

O amortecimento nas estruturas ocorre devido à perda de energia durante os ciclos de oscilação da estrutura. O resultado deste fenómeno é a diminuição da vibração livre ao longo do tempo. Todas as estruturas apresentam um amortecimento, podendo ser em maior ou menor grau consoante o tipo de estrutura. O amortecimento das vibrações nas pontes ferroviárias deve-se aos seguintes fatores (ERRI D214/RP9, 2001):

- Dissipação de energia através do movimento de flexão dos materiais;
- Fricção nos apoios e nas juntas da estrutura;
- Dissipação de energia pelas vibrações transmitidas pelo tabuleiro aos pilares e encontros através dos apoios, que por sua vez são transmitidas ao solo através das fundações;
- Dissipação de energia no balastro;
- Abertura de fendas nos materiais (especialmente no betão).

Nas estruturas em betão armado, o amortecimento é bastante afetado pelo facto de o betão armado estar fendilhado ou não-fendilhado e pelos níveis de tensão a que este se encontra submetido. A comissão D214 do ERRI (ERRI D214/RP9, 2001) aborda este tema através da representação da Figura 2.12., onde se observa que tensões baixas no betão armado não fendilhado produzem valores de amortecimento reduzidos ($\xi < 1\%$) enquanto que tensões baixas no betão armado fendilhado produzem um amortecimento muito elevado (duas a três vezes maior do que o caso do betão armado não fendilhado).

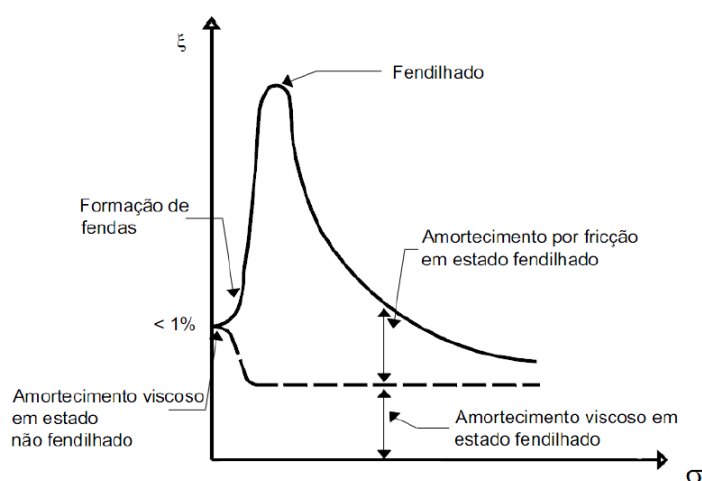


Fig. 2.12. – Evolução do amortecimento do betão armado em função da tensão instalada (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001 e Jorge, 2013)

Na Figura 2.13. apresentam-se os resultados de uma análise efetuada pela comissão D214 do ERRI a várias pontes com diferentes tipologias estruturais, que variam entre o aço, betão, mistas e do tipo “filler-

beam”, que permite efetuar uma correlação entre os valores de amortecimento obtidos e o vão da ponte, para diferentes tipologias estruturais (ERRI D214/RP9, 2001). Da Figura 2.13. observa-se que os coeficientes de amortecimento mais elevados estão associados a pontes de pequeno vão.

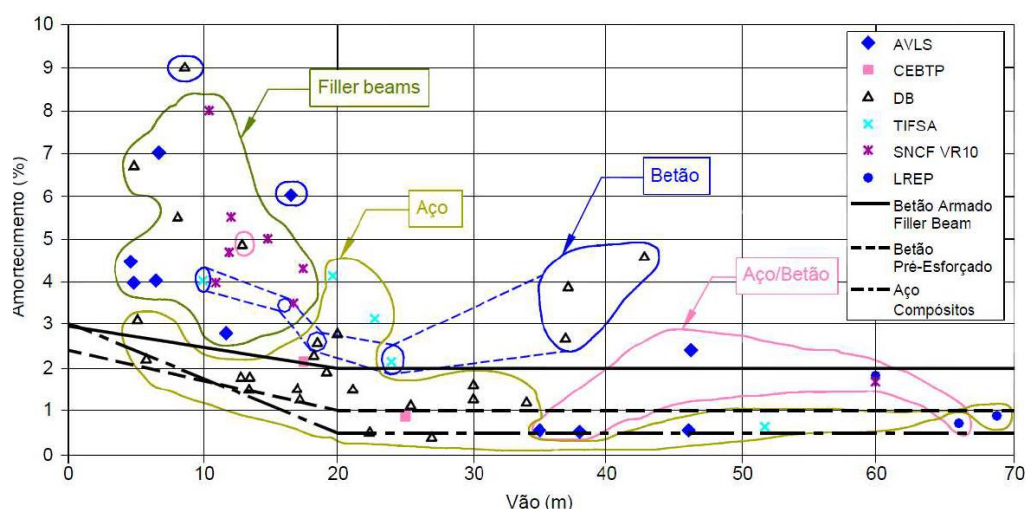


Fig. 2.13. – Coeficientes de amortecimento em relação ao vão da ponte consoante o material estrutural (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001)

Como se verifica da Figura 2.13., existe grande diferença entre os valores de amortecimento dos diferentes materiais estruturais, ao que levou a EN1991-2 a definir três curvas para cada material, representadas na Figura 2.13. e descritas no Quadro 2.5., e que traduzem numa redução significativa dos valores de amortecimento comparados com os valores obtidos nos ensaios. Esta redução é explicada pelo facto da resposta dinâmica da estrutura em situações de ressonância ser fortemente dependente do amortecimento.

Os valores de amortecimento obtidos pelas curvas estão em correspondência com os processos construtivos de pontes atuais, já que algumas pontes antigas ensaiadas tendem a apresentar coeficientes de amortecimento superiores com o tempo. Através de ensaios verificou-se também que estes coeficientes de amortecimento levam, por vezes, ao sobredimensionamento das estruturas (Jorge, 2013).

Quadro 2.5. – Valores de amortecimento a considerar no dimensionamento (adaptado de EN1991-2, 2003)

Tipo de ponte	Limite inferior da percentagem de amortecimento crítico ξ (%)	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aço e compósita	$\xi = 0,5 + 0,125(20 - L)$	$\xi = 0,5$
Betão pré-esforçado	$\xi = 1,0 + 0,07(20 - L)$	$\xi = 1,0$
Betão armado e “filler-beam”	$\xi = 1,5 + 0,07(20 - L)$	$\xi = 1,5$

Quando se efetua uma análise dinâmica sem realizar uma interação entre a ponte e o comboio, recorrendo por exemplo ao modelo de cargas móveis, a EN1991-2 sugere a consideração de um amortecimento adicional ($\Delta\xi$). A adoção destes modelos mais simples, sem a consideração da interação ponte/comboio, é mais vantajosa, visto que a realização de uma análise dinâmica considerando a interação é muito mais exigente a nível computacional no que se refere ao tempo de cálculo.

O amortecimento adicional foi determinado através do ajuste dos deslocamentos e acelerações em situações de ressonância, obtidos por análises dinâmicas com interação dos comboios ICE 2 e do Eurostar. Assim sendo, a comissão D214 do ERRI propôs uma fórmula para o cálculo do amortecimento adicional em função do vão L de pontes simplesmente apoiadas, e que está presente na EN1991-2:

$$\Delta\xi = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} (\%) \quad (2.7.)$$

A Equação 2.7. representa uma envolvente inferior aos resultados obtidos para vão no intervalo $5 \leq L \leq 30$ m e relações L/f no intervalo $1000 \leq L/f \leq 2000$, em que f é a flecha a meio vão devida ao modelo de carga LM71 majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico. No caso de pontes contínuas, deve considerar-se o vão que conduz ao menor amortecimento adicional.

Na Figura 2.14. representa-se graficamente a equação do coeficiente de amortecimento adicional em função do vão L . Com a observação da figura constata-se que o máximo de $\Delta\xi$ é indicado aproximadamente para um vão de 15 m e um valor nulo de $\Delta\xi$ é indicado para um vão de 30 m.

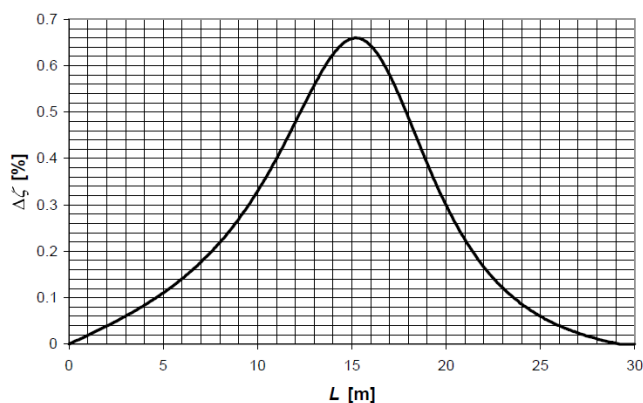


Fig. 2.14. – Amortecimento adicional $\Delta\xi$ em função do vão L (adaptado de EN1991-2, 2003)

Segundo a comissão D214 do ERRI, o andamento da curva é justificado atendendo a que o amortecimento adicional é representativo da energia transferida da estrutura para o veículo, nomeadamente para as suas suspensões primárias. Em vãos pequenos, a energia transferida é pequena, sendo que em vãos maiores a energia que é transferida para o veículo é novamente transferida para a estrutura devido à reversão do sentido dos movimentos das suspensões primárias, daí os valores reduzidos de $\Delta\xi$. Para vãos intermédios, a energia é transmitida para os veículos e não é retransmitida para a estrutura, pois neste caso a reversão das suspensões ocorre já com o comboio fora da estrutura (Ribeiro, 2004).

O amortecimento total que se deve considerar nas análises sem interação ponte/comboio é dado por:

$$\xi_{TOTAL} = \xi + \Delta\xi \quad (2.8.)$$

em que o valor de ξ é retirado a partir do Quadro 2.5.

ii. Massa da ponte

A massa da ponte é um parâmetro estrutural que afeta as frequências naturais da estrutura e a amplitude da resposta dinâmica. Este parâmetro deve ser tido em conta, e engloba tanto a massa dos elementos estruturais, como a massa dos elementos não estruturais, tais como o balastro, guarda-balastro, carris, travessas, passeios, etc.

Como as frequências naturais da estrutura diminuem com o aumento da massa, e os picos de ressonância da resposta dinâmica ocorrem quando a frequência da ação se aproxima de múltiplos ou submúltiplos inteiros das frequências da estrutura, uma sobrestimação da massa pode conduzir a uma diminuição das velocidades de ressonância, o que traduz numa avaliação conservativa das velocidades críticas. Por outro lado, subestimando a massa, a amplitude das acelerações tende a aumentar, pois em ressonância a aceleração máxima da estrutura é inversamente proporcional à massa da estrutura (Ribeiro, 2004).

Assim, conclui-se que deverão efetuar-se duas análises distintas: uma subestimando a massa de modo a avaliar as acelerações máximas, outra sobrestimando a massa para a determinação das velocidades críticas.

A justificação para a variabilidade da massa diz respeito às características do balastro. A massa do balastro deve ser calculada para duas situações (Ribeiro, 2004):

- Uma espessura mínima da camada de balastro e o peso volúmico correspondente ao estado seco (aproximadamente 17 kN/m^3);
- Uma espessura que atenda a futuros levantamentos da via associada a um peso volúmico no estado saturado.

iii. Rigidez da ponte

A rigidez da ponte constitui uma das grandezas mais importantes na determinação das frequências naturais da estrutura, mas também a mais difícil de avaliar com a devida precisão (ERRI D214/RP9, 2001). A dificuldade está relacionada com vários fatores que influenciam a rigidez da ponte, tais como a tipologia estrutural (viga, treliça, arco, “cantilever”, atirantada, suspensa, etc.), as características geométricas, em termos de vãos e secções dos elementos (betão, aço, ferro, alvenaria, mistas, etc.), o apoio do tabuleiro sobre os pilares e encontros (monolítica ou por intermédio de aparelhos de apoio), a utilização de outros elementos estruturais (carlingas, diafragmas, nervuras) e ainda o grau de conexão (total ou parcial) entre os diversos elementos da estrutura ou entre diferentes materiais, no caso de uma secção compósita.

A utilização do betão como material estrutural requer atenção devido ao fenómeno de fissuração dos elementos, nomeadamente na zona sobre os apoios e ainda o seu módulo de elasticidade, que deve ser dinâmico em vez de estático, associado às relações entre tensões e extensões do betão quando sujeito a carregamento dinâmico (Jorge, 2013).

Na EN1991-2, é recomendada a consideração de valores mais baixos de rigidez da estrutura de modo a obter frequências de vibração mais baixas. Um pico de ressonância ocorre quando um múltiplo da frequência de excitação coincide com a frequência natural da estrutura. Logo, se se considerar frequências de vibração inferiores também os picos de ressonância irão ser referentes a velocidades mais baixas, logo, mais conservadoras.

2.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

2.4.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL

A passagem de tráfego ferroviário, formado por um grupo regular de eixos, induz vibrações na ponte que podem levar a um fenómeno de amplificação dinâmica, prejudicando assim a resistência à fadiga dos materiais ou a estabilidade da via.

Para efeitos de dimensionamento estrutural, e na necessidade de realizar uma análise dinâmica, a EN1991-2 refere que os valores de esforços e deslocamentos devem ser determinados a partir do cenário mais desfavorável de entre os que são apresentados pelas Equações 2.9. e 2.10:

$$(1 + \varphi'_{dyn} + 0,5\varphi'') \times \begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \quad (2.9.)$$

e

$$\phi \times (LM71'' + ''SW/0) \quad (2.10.)$$

em que ϕ representa o fator dinâmico, $HSLM$ e RT referem-se aos modelos de carga HSLM e aos comboios reais de alta velocidade, respetivamente, e φ'_{dyn} representa o fator de amplificação dinâmica, obtido pela seguinte expressão:

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (2.11.)$$

na qual y_{dyn} representa o valor máximo da resposta dinâmica num determinado ponto da estrutura devido à passagem de um comboio real de alta velocidade ou de um modelo de carga HSLM, e y_{stat} representa o valor máximo da resposta estática correspondente.

Para ter em atenção os efeitos dinâmicos resultantes, nomeadamente, de comboios reais que circulam a velocidades inferiores a 200 km/h e com uma frequência fundamental acima do limite inferior imposto na Figura 2.5., a EN1991-2 contemplou os fatores de amplificação dinâmica, presentes na UIC 776-1R, dados pela seguinte expressão:

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \lambda\varphi'' \quad (2.12.)$$

na qual φ' corresponde à amplificação dinâmica no caso da via ser perfeita, φ'' corresponde à parte referente às irregularidades da via e da roda dos veículos e λ é um fator relativo ao estado de conservação da via que toma o valor de 1,0 em vias com manutenção corrente e 0,5 em vias com manutenção muito cuidada.

O coeficiente φ' é dado pela seguinte expressão:

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K + K^4} & \text{para } K < 0,76 \\ 1,325 & \text{para } K \geq 0,76 \end{cases} \quad (2.13.)$$

com:

$$K = \frac{v}{2L_{\phi} \times n_0} \quad (2.14.)$$

em que v corresponde à velocidade máxima autorizada do comboio (m/s), n_0 corresponde à primeira frequência própria de flexão da ponte sob a ação de cargas permanentes (Hz) e L_{ϕ} corresponde ao comprimento “determinante” (m).

Já o coeficiente φ'' é dado por:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_{\phi}n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (2.15.)$$

com:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \text{se } v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1 & \text{se } v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (2.16.)$$

em que α é um coeficiente relativo à velocidade.

Tendo em conta os resultados obtidos para a Equação 2.15., verificou-se que a expressão é adequada face às exigências atuais. No entanto, em estruturas cuja frequência fundamental exceda o limite superior imposto na Figura 2.5., e no caso do comboio passar sobre uma sucessão de vãos simplesmente apoiados, a expressão apresentada não pode ser aplicado, tendo que se realizar análises dinâmicas específicas (Ribeiro, 2004).

2.4.2. SEGURANÇA DA VIA

Deformações ou vibrações excessivas da ponte podem provocar a perda de contacto entre a roda e o carril, bem como a instabilidade da via devido à movimentação da camada do balastro.

As normas EN1991-2 e EN1990-Annex A2 definem um conjunto de verificações que visam garantir a segurança da via e do tráfego. Na EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005) impõem-se limites relativos a:

- Aceleração vertical do tabuleiro;
- Torção do tabuleiro;
- Deformação vertical do tabuleiro;
- Deformação e vibração transversal do tabuleiro.

2.4.2.1. Aceleração vertical do tabuleiro

No que toca à aceleração vertical do tabuleiro, o nível das acelerações com a passagem de tráfego ferroviário a velocidades superiores a 200 km/h, obriga a que as acelerações verticais se mantenham abaixo de certos limites, como se encontram especificados na EN1990-Annex A2 e inicialmente propostos pela comissão de especialistas D214 da ERRI. Estes limites estão ligados à ocorrência de fenómenos de instabilidade na camada de balastro, associados à perda da resistência lateral da via em

vias balastradas e à perda de contacto entre a roda e o carril pelo acréscimo de forças de contacto em vias não balastradas.

As acelerações verticais do tabuleiro, devem ser obtidas através de uma análise dinâmica com a utilização de modelos de carga correspondente aos comboios reais e aos modelos HSLM, devem estar em conformidade com os limites apresentados no Quadro 2.6.

Quadro 2.6. – Limites da aceleração vertical no tabuleiro da ponte (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005)

Tipologia da via	Valor de cálculo da aceleração vertical máxima (m/s ²)
Via balastrada	3,5
Via diretamente fixa ao tabuleiro (não balastrada)	5,0

Para o cálculo destas acelerações e a determinação dos seus máximos, deve ser considerada a contribuição de modos de vibração com frequências até um máximo de:

- 30 Hz;
- 1,5 vezes a frequência do modo de vibração fundamental do elemento que está a ser considerado;
- Frequência do terceiro modo de vibração do elemento.

Para avaliar o comportamento dinâmico da via balastrada, para vários níveis de aceleração, efetuaram-se um conjunto de ensaios que consistiu na reprodução em laboratório de um troço de via balastrada, submetendo-o a diversos níveis de aceleração considerando frequências até 60 Hz (Zacher e Baeßler, 2008). O resultado dos ensaios é apresentado na Figura 2.15., em que se representa a designada função de transferência, dada pela relação entre a aceleração medida na travessa e a aceleração aplicada na base da camada de balastro, em função da frequência de excitação (Ribeiro, 2012).

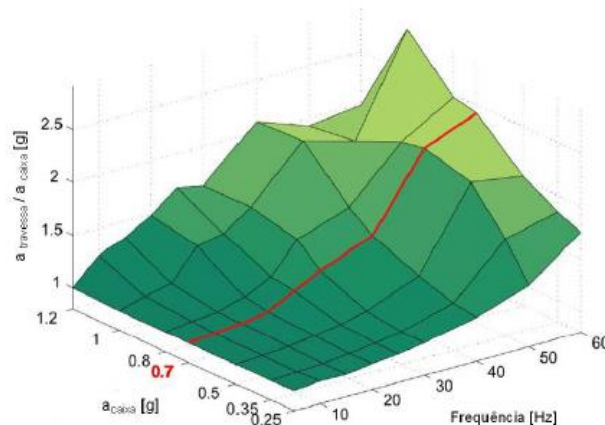


Fig. 2.15. – Funções de transferência do balastro para diferentes frequências e acelerações (adaptado de Zacher e Baeßler, 2008)

Da observação da Figura 2.15. constata-se que as maiores amplificações ocorrem para acelerações superiores a 0,7g (aproximadamente, 7 m/s²), verificando-se que os valores da função de transferência

aumentam até a uma frequência de 60 Hz. O critério da EN1990-Annex A2, como foi referido no Quadro 2.6., limita a aceleração vertical do tabuleiro a $3,5 \text{ m/s}^2$, no caso das pontes com via balastrada. Este valor máximo de aceleração é resultante da aplicação de um fator de segurança de 2,0 aos valores limite de aceleração obtidos experimentalmente.

Assim sendo, as recomendações que resultam das investigações realizadas apontam para uma modificação da gama de frequências a considerar na análise dinâmica, sendo a frequência limite o mínimo dos seguintes valores:

- 60 Hz;
- frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfego.

A análise de registos experimentais relativos à passagem de comboios em pontes da rede ferroviária alemã permitiu concluir que o limite regulamentar da aceleração vertical é por diversas vezes ultrapassado, para um número reduzido de picos associados à passagem da locomotiva do comboio ou até mesmo de veículos intermédios, não se registando instabilização da camada de balastro (Zacher e Baeßler, 2008). O critério regulamentar da EN1990-Annex A2 tem apenas em conta o valor máximo registado da aceleração vertical, não tendo em conta o número de ciclos nos quais os valores regulamentares são ultrapassados. Na Figura 2.16. apresenta-se como exemplo o registo de acelerações do tabuleiro de uma ponte para a passagem do comboio ICE 3 a uma velocidade de 250 km/h, onde se repara que o valor regulamentar só foi excedido em três picos, como se encontra assinalado.

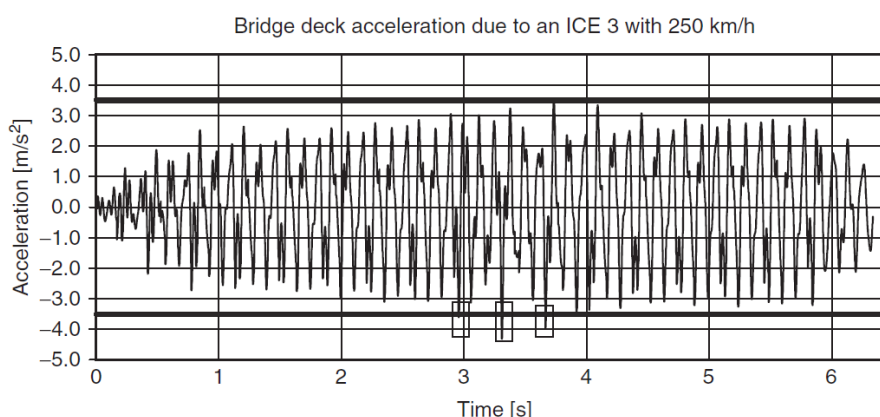


Fig. 2.16. – Registo de acelerações do tabuleiro onde se indica o limite regulamentar (adaptado de Zacher e Baeßler, 2008)

Segundo Baeßler et al. (2012), as vias férreas com carril contínuo soldado sofrem elevadas tensões nos carris devido a variações uniformes de temperatura ao nível da via, o que pode levar à ocorrência de fenómenos de encurvadura lateral da via. Quando no tabuleiro ocorrem níveis de acelerações elevados, a probabilidade de ocorrência destes fenómenos de encurvadura é maior, uma vez que as vibrações excessivas do balastro causam deslocamentos laterais das travessas que levam à instabilidade lateral da via (Ribeiro, 2012). Face a isto, a Deutsche Bahn elaborou uma proposta alternativa ao critério da EN1990-Annex A2, que atende não só à limitação da aceleração vertical do tabuleiro, mas também à influência que elevados níveis de aceleração podem ter na diminuição da resistência lateral da via (Zacher e Baeßler, 2008). Segundo este critério, são permitidos 10 ciclos sucessivos de vibração com níveis de aceleração superiores aos regulamentares, caso o critério da limitação da aceleração vertical do tabuleiro não seja inteiramente cumprido, não podendo ser excedido o valor de $0,55g$ (cerca de $5,5$

m/s^2) em pontes com via balastrada. Este valor limite implica um fator de segurança de 1,3 relativamente aos valores limite de aceleração obtidos experimentalmente.

No Reino Unido, os resultados de campanhas experimentais realizadas a mais de uma centena de estruturas da linha da costa Oeste permitiram identificar tabuleiros onde zonas limitadas de balastro são sujeitas a níveis de aceleração muito elevados sem originar fenómenos de instabilização do balastro. Na Figura 2.17. é apresentado um mapa da aceleração vertical do tabuleiro, onde a cor vermelha identifica as zonas onde se registaram acelerações superiores a 10 m/s^2 . Nestas zonas, o confinamento lateral provocado pelo balastro circundante impede que ocorram grandes movimentos do balastro. Com este estudo experimental (Norris, 2008), sugere-se também a definição de novos limites de aceleração vertical do tabuleiro para $5,0 \text{ m/s}^2$ para a maioria das pontes balastradas e 6 m/s^2 para pontes balastradas com amortecimentos ou frequências de vibração distintas das frequências induzidas pelos comboios em circulação. Assim, o limite de aceleração vertical passa para 10 m/s^2 no caso de picos de aceleração locais sem caráter cíclico e desde que não afetem áreas superiores à área de influência de duas travessas (aproximadamente de 1,2 m) (Ribeiro, 2012).

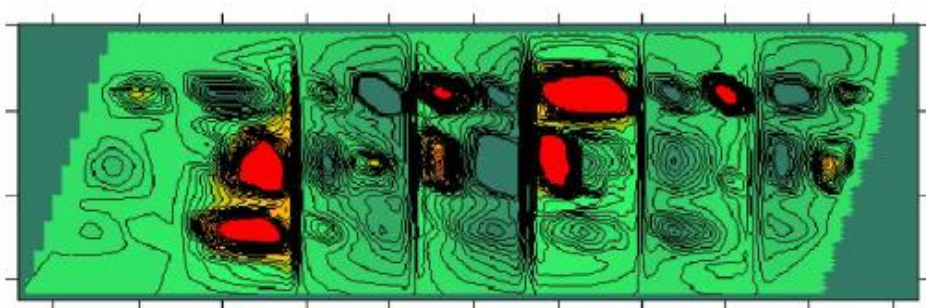


Fig. 2.17. – Níveis de aceleração vertical do tabuleiro de uma ponte (adaptado de Norris, 2008)

Face ao que foi exposto, e tendo em consideração as recomendações complementares ao regulamento, as acelerações permitidas no tabuleiro da estrutura podem ser avaliadas segundo dois critérios (Jorge, 2013):

- Especificações regulamentares descritas no Quadro 2.6.;
- Excecionalmente, é permitido que o valor regulamentar seja excedido em 10 ciclos sucessivos de vibração, não podendo neste caso, a aceleração vertical ultrapassar os limites de aceleração descritos no Quadro 2.7.

Quadro 2.7. - Limites (excecionais) da aceleração vertical no tabuleiro da ponte (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005)

Tipologia da via	Valor de cálculo da aceleração vertical máxima (m/s^2)
Via balastrada	5,5
Via diretamente fixa ao tabuleiro (não balastrada)	7,5

2.4.2.2. Torção do tabuleiro

A torção do tabuleiro está associada a deslocamentos assimétricos de dois carris numa via. Isto deve ser evitado de modo a que não haja problemas ao nível da distribuição das cargas pelas rodas, assegurando assim um correto alinhamento da via.

A norma EN1990-Annex A2 especifica que a torção do tabuleiro deve ser calculada tendo em conta os valores característicos do modelo de carga LM71 bem como os modelos de carga SW/0 e SW/2, quando aplicável, multiplicados pelo fator dinâmico ϕ e pelo coeficiente relativo à velocidade α . Esta torção deve ser avaliada quando o comboio se aproxima da ponte, enquanto atravessa a ponte e quando começa a afastar-se da ponte.

O valor máximo da torção t (mm/3m) numa largura de via s (m) de 1,435 m medida num comprimento da via de 3 m (Figura 2.18.) não deve exceder os valores indicado no Quadro 2.8., sendo que o valor máximo da torção t não pode ultrapassar os 7,5 mm/3m.

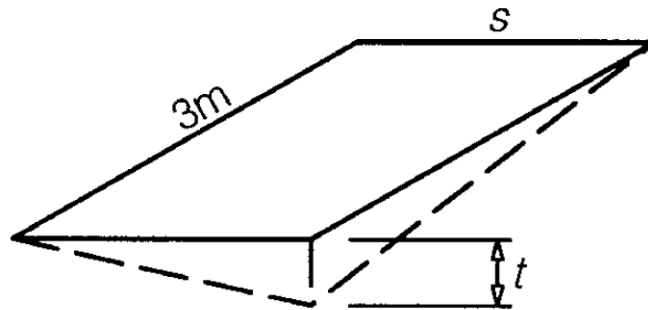


Fig. 2.18. – Definição da torção do tabuleiro (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005)

Quadro 2.8. – Valores máximos para a torção do tabuleiro (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005)

Velocidade V (km/h)	Torção máxima t (mm/3m)
$V \leq 120$	$t \leq 4,5$
$120 < V \leq 200$	$t \leq 3,0$
$V > 200$	$t \leq 1,5$

2.4.2.3. Deformação vertical do tabuleiro

O valor máximo do deslocamento vertical medida ao longo da via devido à atuação do modelo de carga LM71 (ou SW/0 e SW/2 quando aplicável) não deverá exceder $L/600$, em que L é o comprimento do vão da ponte.

2.4.2.4. Deformação e vibração transversal do tabuleiro

A deformação transversal do tabuleiro (δ_h) deve ser controlada de modo a que se assegure o cumprimento dos limites indicados no Quadro 2.9., relativos à variação angular (Figura 2.19.) e ao raio

de curvatura. Estas verificações devem ter em conta o modelo de carga LM71, a força de lacete e a força centrífuga, bem como o efeito do vento e a variação diferencial da temperatura na direção transversal.

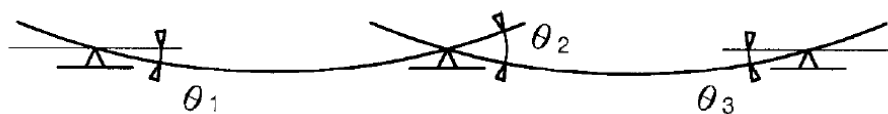


Fig. 2.19. – Definição da variação angular (adaptado de EN1991-2, 2003)

Quadro 2.9. – Variação angular máxima e raio de curvatura mínimo (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005 e Ribeiro, 2004)

Velocidade V (km/h)	Variação angular máxima (rad)	Raio de curvatura mínimo (m)	
		Tabuleiro único	Vários tabuleiros
$V \leq 120$	0,0035	1700	3500
$120 < V \leq 200$	0.0020	6000	9500
$V > 200$	0.0015	14000	17500

O raio de curvatura (r) é determinado a partir de uma forma aproximada dado pela seguinte expressão:

$$r = \frac{L^2}{8\delta_h} \quad (2.17.)$$

O valor do deslocamento transversal do tabuleiro engloba não só a deformação do tabuleiro, mas também a deformação dos pilares e fundações.

Quanto à vibração transversal do tabuleiro, recomenda-se que a frequência correspondente ao primeiro modo de vibração transversal seja superior a 1,2 Hz.

2.4.3. CONFORTO DOS PASSAGEIROS

Acelerações elevadas nas carruagens podem gerar desconforto nos passageiros. Para avaliar o nível de conforto dos passageiros, tem que se ter em conta o grau das acelerações a que o interior da carruagem está sujeito, quando o comboio está a passar sobre a ponte. Para garantir isso, a EN1990-Annex A2 indica valores para as acelerações verticais máximas a que a carruagem pode estar sujeita (b_v), de acordo com o Quadro 2.10.

Quadro 2.10. – Níveis de conforto recomendados (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005)

Nível de conforto	Aceleração vertical máxima no interior da carruagem b_v (m/s ²)
Muito bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

A EN1990-Annex A2 propõe também que se verifique o conforto dos passageiros através do conceito da limitação da flecha vertical (δ) para o caso de pontes com vãos simplesmente apoiados, ou com continuidade, em que os tramos apresentem comprimento inferior a 120 m e que não variem significativamente a sua rigidez. A figura 2.20. representa a limitação da flecha vertical através da relação L/δ sob a passagem do modelo de carga LM71 (ou SW/0 e SW/2 se aplicável), majorado pelo respetivo fator dinâmico ϕ e com o coeficiente de velocidade α igual a 1. Quando os tabuleiros são constituídos por múltiplas vias, o modelo de carga LM71 só se aplica numa das vias.

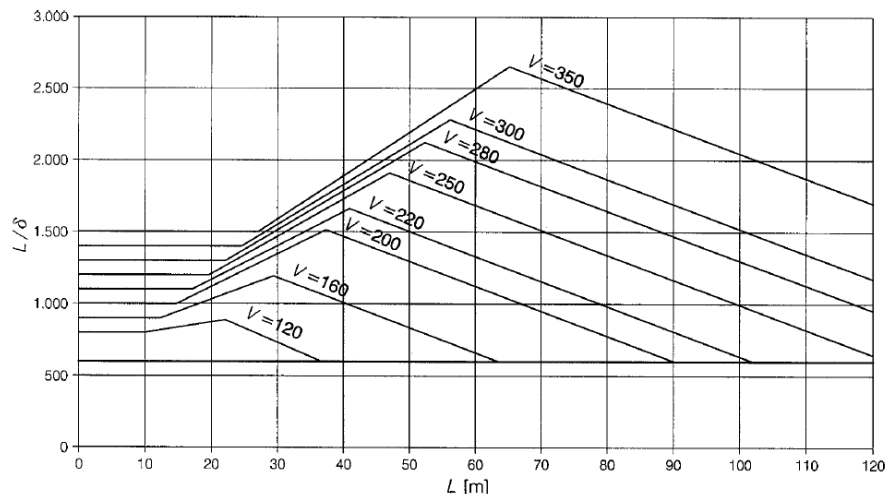


Fig. 2.20. – Deflexão vertical máxima em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, correspondente a uma aceleração vertical de 1 m/s² em função da velocidade V (km/h) (adaptado de EN1990 - Annex A2, 2005)

O gráfico apresentado é constituído para um nível de conforto dos passageiros “Muito bom” pelo que para outros níveis de conforto, os valores da relação L/δ devem ser divididos pelo correspondente valor de aceleração máxima b_v . Para tabuleiros contínuos com três ou mais tramos ou com menor número de vãos, os valores limite da relação L/δ devem ser multiplicados por 0,9 ou 0,7, caso o nível de conforto seja “Bom” ou “Aceitável”, respetivamente.

3

METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

3.1. INTRODUÇÃO

A passagem de comboios de alta velocidade numa ponte causa efeitos na estrutura que dependem da velocidade de circulação dos mesmos. Com o aumento da velocidade do veículo, aumentam também os esforços na ponte, que são bastante superiores aos obtidos pela aplicação de cargas de forma estática. Este aumento dos esforços é bastante maior nas vias de alta velocidade, pois nestes casos tendem a ocorrer fenómenos de ressonância.

As metodologias de integração numérica permitem analisar o comportamento dinâmico de estruturas com elevado grau de complexidade, através do Método de Elementos Finitos, por exemplo. Estas metodologias, através de uma discretização ao longo do tempo, verificam a equação do equilíbrio dinâmico para intervalos de tempo consecutivos.

A análise dinâmica pode recorrer a modelos complexos que consideram a interação ponte-comboio, ou a modelos mais simples que não consideram esta interação, recorrendo se a uma análise através de cargas móveis. Neste último modelo, as ações verticais devidas ao tráfego ferroviário ficam definidas através de um conjunto de cargas móveis constantes. Uma das grandes vantagens deste modelo é o tempo de processamento e de cálculo computacional ser significativamente inferior ao do modelo com interação ponte-comboio. Para além disso, a consideração da interação envolve uma maior complexidade e dificuldade de aplicação pois envolve a modelação do comboio, o conhecimento de alguns parâmetros relacionados com o veículo, bem como a modelação da interação entre as duas estruturas (ponte e comboio).

Contudo, a utilização do modelo com a interação ponte-comboio permite avaliar as acelerações sentidas no interior das carruagens, possibilitando assim a avaliação do conforto dos passageiros ou a consideração no cálculo de irregularidades da via (Jorge, 2013).

3.2. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA

3.2.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

A equação de equilíbrio dinâmico é o fundamento que serve de base às análises dinâmicas e traduz-se no equilíbrio de todas as forças atuante num sistema. De uma forma geral, existem quatro tipos de forças: as forças resultantes do movimento chamadas forças de inércia, $\underline{F}_i(t)$, as forças devidas ao amortecimento, $\underline{F}_a(t)$, as forças devidas à deformação elástica, $\underline{F}_e(t)$, e as forças exteriores aplicadas,

$\underline{F}(t)$. Desta forma, a equação de equilíbrio dinâmico, para um dado instante de tempo é escrita da seguinte forma:

$$\underline{F}_i(t) + \underline{F}_a(t) + \underline{F}_e(t) = \underline{F}(t) \quad (3.18.)$$

As forças de inércia, de amortecimento e de deformação elástica relacionam-se, respetivamente, com os vetores aceleração (\ddot{u}), velocidade (\dot{u}), e deslocamento (u). Estas relações são dadas por:

$$\underline{F}_i(t) = \underline{M} \ddot{u} \quad (3.19.)$$

$$\underline{F}_a(t) = \underline{C} \dot{u} \quad (3.20.)$$

$$\underline{F}_e(t) = \underline{K} u \quad (3.21.)$$

onde \underline{M} é a matriz de massa, \underline{C} é a matriz de amortecimento e \underline{K} é a matriz de rigidez. Todas as matrizes são quadradas e têm a mesma dimensão ($N \times N$), em que N corresponde ao número de graus de liberdade do sistema.

Substituindo as Equações 3.2., 3.3., e 3.4. na Equação 3.1., a equação de equilíbrio dinâmico apresenta a seguinte forma:

$$\underline{M} \ddot{u}(t) + \underline{C} \dot{u}(t) + \underline{K} u(t) = \underline{F}(t) \quad (3.22.)$$

3.2.2. CÁLCULO DO AMORTECIMENTO

A matriz de amortecimento é difícil de quantificar, pois nas estruturas correntes de engenharia civil, existem mecanismos de natureza diversa que contribuem para o amortecimento. Usualmente, define-se a matriz de amortecimento através de valores regulamentares ou de estimativas a partir de ensaios experimentais. O método da sobreposição modal permite atribuir amortecimentos diferentes a cada modo, devido às equações serem linearmente independentes, o que é útil para quando se pretende calibrar o amortecimento através de dados experimentais (Chopra Anil, 1995). Nos métodos de integração direta, pode-se determinar a matriz global de amortecimento considerando esta proporcional à matriz global de massa ou à matriz global de rigidez (Clough e Penzien, 1993).'

Quando o amortecimento é proporcional à massa tem-se:

$$\underline{C} = a_0 \underline{M} \quad (3.23.)$$

onde a_0 é uma constante que tem como unidades s^{-1} (segundo⁻¹). Efetuando uma transformação modal na Equação 3.6., vem:

$$\underline{C}_n = a_0 \underline{M}_n \quad (3.24.)$$

em que \underline{C}_n e \underline{M}_n correspondem às matrizes globais de amortecimento e de massa, respetivamente, relacionadas com o n -ésimo modo de vibração. Assim sendo, o coeficiente de amortecimento modal é dado por:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} \quad (3.25.)$$

onde ω_n é a frequência angular do n-ésimo modo de vibração e ξ_n é o respetivo coeficiente de amortecimento. Pela análise da Equação 3.8., verifica-se que neste caso, o coeficiente de amortecimento é inversamente proporcional à frequência angular. A Figura 3.1. mostra a variação do coeficiente de amortecimento com a frequência angular.

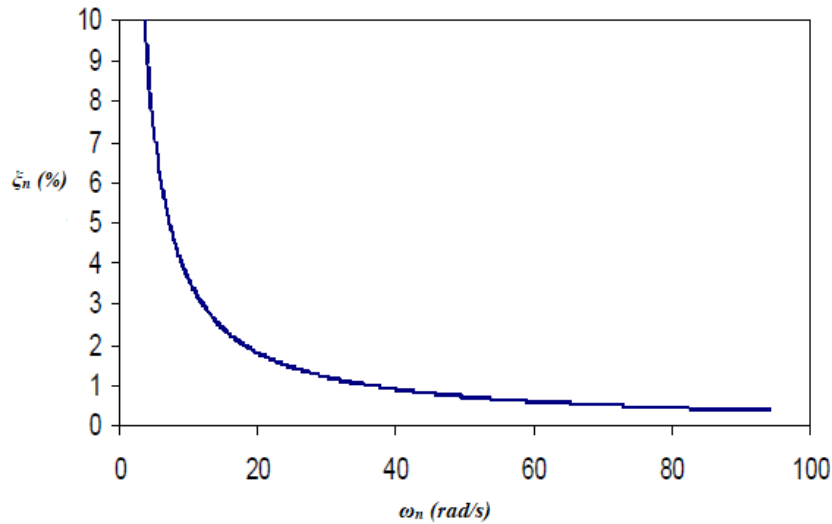


Fig. 3.1. – Variação do amortecimento proporcional à massa em função da frequência angular (adaptado de Chopra Anil, 1995)

De igual forma, se se considerar o amortecimento proporcional à rigidez vem:

$$\underline{C} = a_1 \underline{K} \quad (3.26.)$$

onde a_1 é uma constante que tem como unidades s (segundo). Efetuando uma transformação modal na Equação 3.9., vem:

$$\underline{C}_n = a_1 \underline{K}_n \quad (3.27.)$$

em que K_n corresponde à matriz global de rigidez relacionada com o n-ésimo modo de vibração, e que é obtida da seguinte forma:

$$\underline{K}_n = \omega_n^2 \underline{M}_n \quad (3.28.)$$

Com uma igualdade entre as Equações 3.10. e 3.11., resulta:

$$\underline{C}_n = a_1 \omega_n^2 \underline{M}_n \quad (3.29.)$$

Assim sendo, o coeficiente de amortecimento modal é dado por:

$$\xi_n = \frac{a_1 \omega_n}{2} \quad (3.30.)$$

Pela análise da Equação 3.13., verifica-se que neste caso, o coeficiente de amortecimento é linearmente proporcional à frequência angular. A Figura 3.2. mostra a variação do coeficiente de amortecimento com a frequência angular, para este caso.

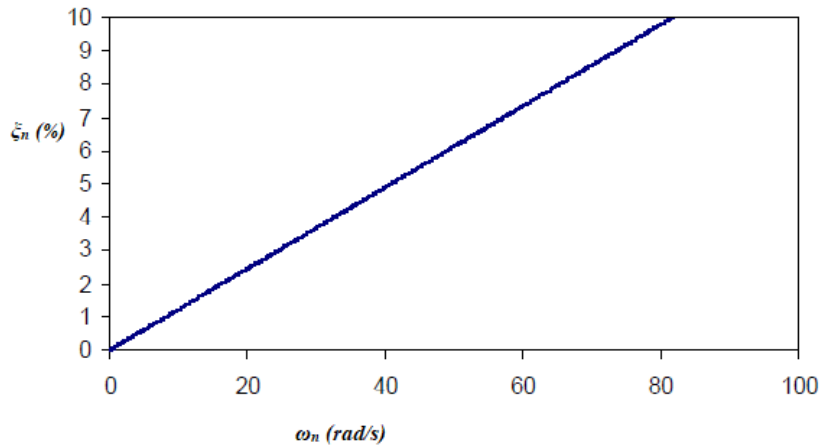


Fig. 3.2. – Variação do amortecimento proporcional à rigidez em função da frequência angular (adaptado de Chopra Anil, 1995)

Com a análise das Figuras 3.1. e 3.2., verifica-se que as expressões que dão origem aos gráficos representados não são apropriadas para uma análise prática de sistemas com múltiplos graus de liberdade. Os coeficientes de amortecimento modal em função das frequências angulares não são coerentes com os dados experimentais que indicam aproximadamente os mesmos coeficientes de amortecimento para vários modos de vibração da estrutura (Chopra Anil, 1995).

Para fazer face a este problema, o amortecimento de Rayleigh considera a matriz de amortecimento proporcional à combinação entre as matrizes de massa e rigidez globais, resultando na soma algébrica das Equações 3.6. e 3.9.:

$$\underline{C} = a_0 \underline{M} + a_1 \underline{K} \quad (3.31.)$$

Da mesma forma, a equação do coeficiente de amortecimento de Rayleigh será:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1 \omega_n}{2} \quad (3.32.)$$

A Figura 3.3. mostra a variação do amortecimento de Rayleigh com a frequência angular.

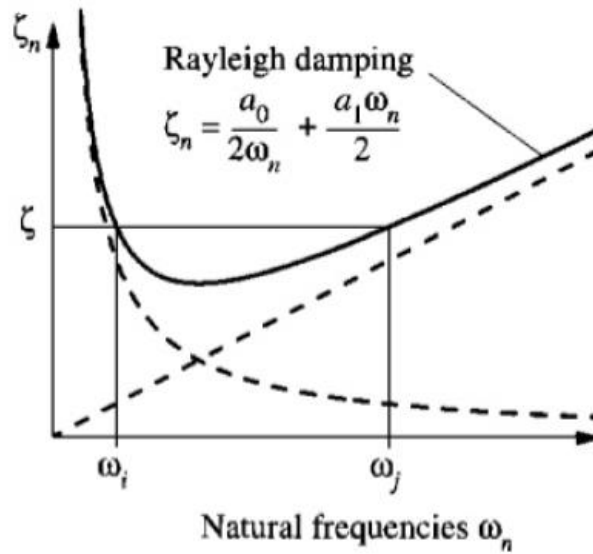


Fig. 3.3. – Variação do amortecimento de Rayleigh em função da frequência (adaptado de Chopra Anil, 1995)

Os coeficientes a_0 e a_1 podem ser determinados através da atribuição de coeficientes de amortecimento (ξ_i e ξ_j) a dois modos de vibração com frequências angulares (ω_i e ω_j) já conhecidas. Expressando a Equação 3.15. num sistema de equações relativa aos dois modos i e j , resulta:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (3.33.)$$

Se o fator de amortecimento for o mesmo ξ para os valores das frequências angulares escolhidas, então a Equação 3.16. irá resultar em:

$$a_0 = \xi \frac{2 \omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.34.)$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.35.)$$

Conforme se observa na Figura 3.3., o amortecimento está limitado em ξ entre o intervalo das frequências angulares escolhidas. Fora desse intervalo, o coeficiente ξ cresce, levando assim a um maior amortecimento dos correspondentes modos (Delgado e Arêde, 2000).

3.2.3. MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL

O método da sobreposição modal permite resolver a equação de equilíbrio dinâmico (Equação 3.5.) através de uma mudança de coordenadas, denominada de transformação modal. Apesar da equação poder ser resolvida através de integração direta, a nível computacional não é o método mais eficiente de resolução, pois o processo iria ser demorado (Ferreira, 2017). Para fazer face a isto, é possível obter um

conjunto de equações de equilíbrio desligadas com apenas uma incógnita cada – a coordenada modal y_i – que permite combinar a contribuição de cada modo de vibração para a resposta da estrutura. Assim sendo, a deformada u da estrutura é definida no espaço modal através da seguinte expressão:

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i y_i(t) \quad (3.36.)$$

onde ϕ_i são os modos de vibração que variam de 1 até N , e y_i são as respetivas coordenadas modais. Do mesmo modo, para determinar as velocidades (\dot{u}) e acelerações (\ddot{u}), recorre-se às seguintes equações:

$$\dot{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \dot{y}_i(t) \quad (3.37.)$$

$$\ddot{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \ddot{y}_i(t) \quad (3.38.)$$

Um modo de vibração pode ser definido como um vetor $\underline{\phi}$ que caracteriza a deformada \underline{u} tal que:

$$\underline{u} = \underline{\phi} \sin(\omega t) \quad (3.39.)$$

Considerando o caso de vibração livre sem amortecimento, a equação de equilíbrio dinâmico reescreve-se da seguinte forma:

$$-\underline{M} \omega^2 \underline{\phi} \sin(\omega t) + \underline{K} \underline{\phi} \sin(\omega t) = 0 \Rightarrow (\underline{K} - \underline{M} \omega^2) \underline{\phi} = 0 \quad (3.40.)$$

A Equação 3.23. é uma equação com N soluções ω_n^2 , em que cada frequência angular corresponde a um modo de vibração. Devido às condições de ortogonalidade dos respetivos modos de vibração em relação às matrizes de massa e rigidez, é possível obter-se um sistema de equações linearmente independentes resultantes do desacoplamento das equações diferenciais associadas a cada um dos modos de vibração. Assim, a resposta dinâmica será determinada procedendo à resolução separada de cada uma das equações linearmente independentes, combinando posteriormente os efeitos e a sua sobreposição para obter a resposta dinâmica total da estrutura.

O desacoplamento das equações diferenciais pode ser obtido da seguinte forma (Ferreira, 2017):

- Substituir as Equações 3.19., 3.20. e 3.21. na Equação 3.5. e multiplicar esta à esquerda por ϕ_n^T ;
- Com as condições de ortogonalidade, o somatório: $\phi_n^T X (\sum_{i=1}^N \phi_i y_i)$, em que X representa a matriz de massa, amortecimento ou rigidez, tem os valores todos nulos exceto quando $i=n$;
- A multiplicação de M , C e K à esquerda por ϕ_n^T e à direita por ϕ_n origina os escalares M_n , C_n e K_n , que se designam por massa, amortecimento e rigidez generalizada para o modo n , de acordo com as Equações 3.26. a 3.28., respetivamente;
- A multiplicação do vetor $F(t)$ à esquerda por ϕ_n^T origina o escalar $F_n(t)$ que representa a força generalizada para o modo n , como está indicado na Equação 3.29..

Assim a equação de equilíbrio desligada terá a seguinte forma:

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \quad (3.41.)$$

A partir da Equação 3.24, vão passar a existir N equações, cada uma apenas com a incógnita y_n . Se se considerar o fator de amortecimento ξ , a equação pode ser escrita assim:

$$\ddot{y}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = f_n(t) \quad (3.42.)$$

Devido às condições de ortogonalidade dos modos de vibração, a massa, amortecimento, rigidez e força generalizada podem ser calculadas como:

$$M_n = \phi_n^T M \phi_n \quad (3.43.)$$

$$C_n = \phi_n^T C \phi_n \quad (3.44.)$$

$$K_n = \phi_n^T K \phi_n \quad (3.45.)$$

$$F_n = \phi_n^T F(t) \quad (3.46.)$$

Este método torna-se vantajoso pois permite reduzir o número de incógnitas e também permite limitar o numero de modos a que se aplicam as equações, pois um sistema com um elevado número de graus de liberdade N pode ser caracterizado com os primeiros J modos de vibração, em que $J < N$, economizando assim tempo e recursos (Ferreira, 2017).

3.2.4. CÁLCULO DAS FORÇAS MODAIS

Quando se avalia a resposta dinâmica de uma estrutura através do método da sobreposição modal, as forças modais ao longo do tempo podem ser determinadas a partir da seguinte equação (Albuquerque, 2015):

$$F(t) = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_j(t) \\ \vdots \\ F_J(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \cdots & \phi_{1,k} & \cdots & \phi_{1,K} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{j,1} & \cdots & \phi_{j,k} & \cdots & \phi_{j,K} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{J,1} & \cdots & \phi_{J,k} & \cdots & \phi_{J,K} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_k(t) \\ \vdots \\ F_K(t) \end{bmatrix} \quad (3.47.)$$

em que $\phi_{j,k}$ corresponde ao deslocamento modal do grau de liberdade k , para o modo de vibração j e $F_k(t)$ corresponde ao histórico de carregamento para o grau de liberdade k . Tanto $\phi_{j,k}$ e $F_k(t)$ são matrizes com valores já conhecidos.

Visto que no modelo de uma estrutura ferroviária existem uma grande quantidade de graus de liberdade, este processo pode simplificar-se considerando que as cargas estão aplicadas na direção vertical nos nós correspondentes ao carril, sendo que os outros graus de liberdade têm carga nula. Nesse caso, só o deslocamento vertical modal dos nós que definem o carril para cada modo de vibração j é solicitado.

Assim, se o número de nós que definem o carril for L , a Equação 3.30. simplifica-se na seguinte expressão (Albuquerque, 2015):

$$F(t) = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_j(t) \\ \vdots \\ F_J(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \cdots & \phi_{1,l} & \cdots & \phi_{1,L} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{j,1} & \cdots & \phi_{j,l} & \cdots & \phi_{j,L} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{J,1} & \cdots & \phi_{J,l} & \cdots & \phi_{J,L} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_l(t) \\ \vdots \\ F_L(t) \end{bmatrix} \quad (3.48.)$$

Esta simplificação torna o processo mais veloz, não sendo necessário uma capacidade de processamento de dados tão elevada como seria necessário para correr o processo de acordo com a Equação 3.30.

3.3. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

A metodologia de análise dinâmica com interação ponte-comboio envolve a modelação da ponte e a modelação do comboio, considerando a interação entre estes dois subsistemas. Esta metodologia é rigorosa e é a única que permite obter as acelerações ao nível das carruagens para proceder à avaliação do nível de conforto dos passageiros de acordo com a EN1991-2.

Para obter resultados mais próximos da realidade, é essencial ter um conhecimento das principais características mecânicas do comboio, de forma a obter uma correta pormenorização da modelação do veículo. Para isso, definem-se de seguida os principais constituintes do veículo em estudo (Albuquerque, 2008):

- A carruagem deverá ser simulada como um corpo rígido com uma massa M_c e uma inércia à rotação J_c ;
- A suspensão secundária, que faz a ligação entre a carruagem e os bogies, deverá ser simulada utilizando molas elásticas com uma constante de rigidez K_s e um amortecimento C_s ;
- Os bogies deverão ser simulados como corpos rígidos com uma massa M_b e uma inércia à rotação J_b ;
- A suspensão primária, que faz a ligação entre os bogies e o eixo das rodas, deverá ser simulada utilizando molas elásticas com uma constante de rigidez K_p e um amortecimento C_p ;
- As rodas deverão ser simuladas como massas concentradas M_r .

Na Figura 3.4. representa-se um esquema com a modelação do comboio.

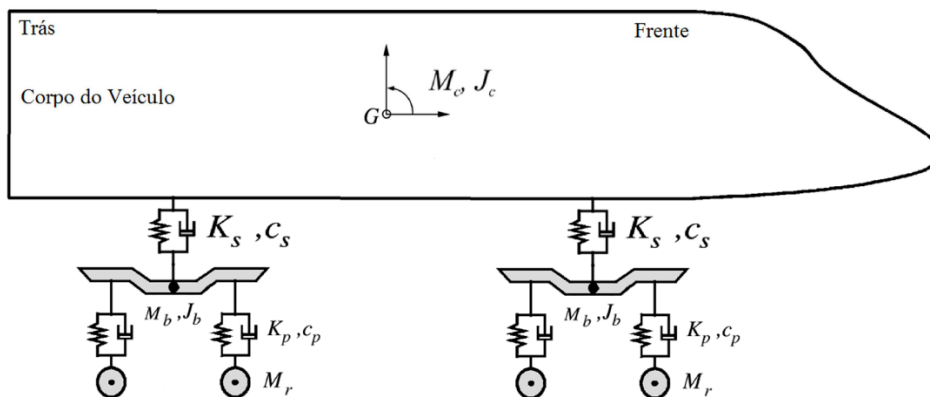


Fig. 3.4. – Modelo do comboio para análise dinâmica com interação ponte-comboio (adaptado de Song, Noh e Choi, 2003 e Jorge, 2013)

A modelação do comboio poderá traduzir-se em modelos mais simples ou em modelos mais complexos e com um nível de detalhe superior, consoante o tipo de análise que se pretende efetuar e de acordo com os resultados que se pretende obter. Nestas modelações são considerados não só os efeitos de inércia e de amortecimento do tabuleiro, mas também os efeitos de inércia e de amortecimento relativos ao veículo, o que leva a que as cargas por eixo não sejam constantes.

Uma das metodologias de análise dinâmica com interação ponte-comboio foi desenvolvida na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Calçada, 1995) e consiste num método iterativo que considera os dois subsistemas (ponte e comboio) calculados simultaneamente, compatibilizando os dois subsistemas em termos de componente dinâmica da força de interação e dos deslocamentos da ponte sob as cargas móveis.

Na Figura 3.5. apresenta-se o modelo da interação ponte-comboio, que servirá de base à resolução deste método iterativo.

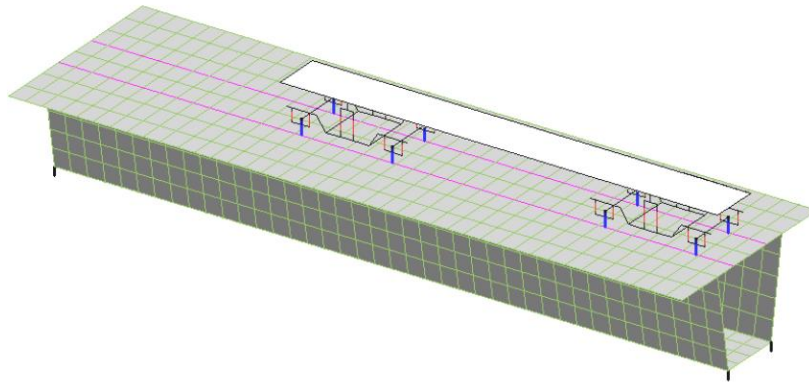


Fig. 3.5. – Modelo de interação ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012)

Para proceder à resolução do método iterativo, primeiramente escrevem-se as equações de equilíbrio dinâmico para a ponte e para o comboio, no instante de tempo t :

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p(t) \\ \ddot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p(t) \\ \dot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p(t) \\ u_c(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p(t) \\ F_c(t) \end{bmatrix} \quad (3.49.)$$

onde M , C e K são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, \ddot{u} , \dot{u} e u são os vetores de acelerações, velocidades e deslocamentos, e F é o vetor das forças aplicadas. Os índices p e c , associados às matrizes e vetores da Equação 3.32., referem-se à ponte e ao comboio, respetivamente.

Em cada passo de integração no domínio do tempo recorre-se a um processo iterativo com os seguintes passos em cada iteração (Calçada, 1995; Ribeiro, 2004):

1. As cargas móveis relativas aos eixos do comboio são aplicadas na ponte. Cada carga móvel $F_p^k(t)$ é obtida da seguinte forma:

$$F_p^k(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{k-1}(t) \quad (3.50.)$$

em que F_{sta} é a componente estática da força de interação que é constante ao longo do tempo, e $F_{dyn}^{k-1}(t)$ é a componente dinâmica da força de interação relativa à iteração anterior (para a primeira interação ficará $F_{dyn}(t-\Delta t)$). Com a resolução do sistema de equações de equilíbrio

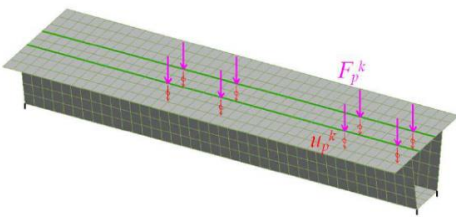
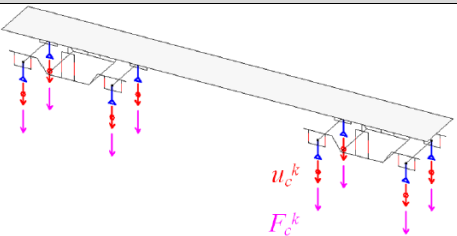
- dinâmico relativo à ponte obtêm-se os deslocamentos nodais, a partir dos quais são obtidos os deslocamentos sob cada carga móvel $u_p^k(t)$;
2. Ao mesmo tempo, cada ponto de contacto do comboio é submetido a um assentamento de apoio ($u_c^k(t)$) que corresponde ao deslocamento $u_p^k(t)$ somado à eventual irregularidade ($r(t)$) no ponto onde se localiza a carga. Da resolução do sistema de equações relativo ao comboio e para cada ponto de contacto, resultam as reações de apoio $F_c^k(t)$ que constituem as componentes dinâmicas das forças de interação $F_{dyn}^k(t)$ a aplicar à ponte na iteração seguinte.
 3. No final de cada iteração, utiliza-se um critério de convergência que terá em conta as componentes dinâmicas das forças de interação de iteração corrente e da anterior, e que para cada carga móvel terá como base o cálculo seguinte:

$$\frac{\|F_{dyn}^k(t) - F_{dyn}^{k-1}(t)\|}{\|F_{dyn}^{k-1}(t)\|} \quad (3.51.)$$

Se o quociente expressado pela Equação 3.34. for inferior ou igual a uma dada tolerância, considera-se que os dois subsistemas foram compatibilizados, avançando-se assim para o instante seguinte, $t+\Delta t$. Se tal não acontecer, começa-se uma nova iteração. O processo iniciará admitindo que as componentes dinâmicas da força de interação no instante inicial são nulas, ou seja, $F_{dyn}(t=0)=0$.

No Quadro 3.1. está esquematizada a metodologia iterativa de forma resumida (Ribeiro, 2012).

Quadro 3.1. – Metodologia iterativa de análise dinâmica com interação ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012)

	Ponte	Comboio
Esquema		
Ação	$F_p^k(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{k-1}(t)$	$u_c^k(t) = u_p^k(t) + r(t)$
Resultado	$u_p^k(t)$	$F_{dyn}^k(t) = F_c^k(t)$
Critério de convergência	$\frac{\ F_{dyn}^k(t) - F_{dyn}^{k-1}(t)\ }{\ F_{dyn}^{k-1}(t)\ }$	Se \leq tolerância $\rightarrow t+\Delta t$ Se \geq tolerância $\rightarrow k+1$

3.4. ANÁLISE DINÂMICA COM CARGAS MÓVEIS

O método das cargas móveis considera os comboios como um conjunto de cargas móveis de valor igual às cargas estáticas por eixo e constantes ao longo do tempo. A resposta dinâmica pode ser calculada, para cada incremento de tempo t , resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico (Equação 3.5.) através de, por exemplo, o método da sobreposição modal.

Uma das grandes vantagens deste método é o facto de ser um método simples de aplicar, com um reduzido esforço e tempo computacionais. Outras grandes vantagens são o facto de o método não requer a modelação do comboio e poder ser usado com precisão suficiente nos casos em que a interação entre a ponte e o comboio não influencia significativamente a resposta dinâmica da estrutura, como nos casos em que a massa do comboio é demasiado baixa comparada com a massa da ponte (Albuquerque, 2008).

As desvantagens do uso deste método são o facto de não considerar os efeitos das irregularidades da via, desprezar a massa do comboio quando na realidade a massa leva a alterações da frequência da vibração da ponte, conduzir a flutuações do carregamento e a alterações na resposta da ponte e não conseguir avaliar diretamente as acelerações no interior das carruagens para definir o nível de conforto dos passageiros (Albuquerque, 2008).

Para realizar uma análise com cargas móveis, neste caso no software ANSYS, é necessário construir uma matriz que tem os valores nodais das forças, dependentes do carregamento do comboio e a velocidade de circulação deste. O procedimento para a análise através do método das cargas móveis que se mostra a seguir foi proposto por Albuquerque (2008):

1. Determina-se o tempo total da passagem do comboio que depende do comprimento do veículo e do viaduto, do ponto de partida do comboio ($Y_{inicial}$) e a da velocidade de circulação do mesmo;

$$t_{total}^c(s) = \frac{L_{viaduto}(m) + L_{comboio}(m) + |Y_{inicial}|(m)}{\frac{v\left(\frac{km}{h}\right) \times 1000}{3600}} \quad (3.52.)$$

2. Calcula-se o número de passos para a análise (n^c), consoante o incremento de tempo definido (Δt);

$$n^c = \frac{t_{total}^c(s)}{\Delta t(s)} + 1 \quad (3.53.)$$

3. Armazena-se na primeira coluna da matriz os instantes temporais;

$$Matriz_{comboio(i,1)} = t_i = (i - 1)\Delta t_i = 1, 2, \dots, n^c - 1, n^c \quad (3.54.)$$

4. Determina-se um vetor Y_j com a coordenada longitudinal de cada nó j do carril por onde passam as cargas e k vetores Y_k com a posição de cada carga k a uma distância d_k do primeiro eixo, num instante t_i ;

$$Y_k(t_i) = (Y_{inicial} - d_k) + v\left(\frac{m}{s}\right) \times t_i \quad (3.55.)$$

5. Por fim, determina-se as forças nodais equivalentes, usando a posição das cargas para cada instante e a coordenada de cada nó. Para isso adota-se uma função de forma (Equação 3.39.) que simula a distribuição das cargas que está descrita na EN1991-2, que indica que quando uma carga se encontra diretamente aplicada num nó, apenas metade do valor da força é aplicado nesse mesmo nó, sendo que um quarto da carga é aplicado nos nós adjacentes conforme mostra a Figura 3.6.

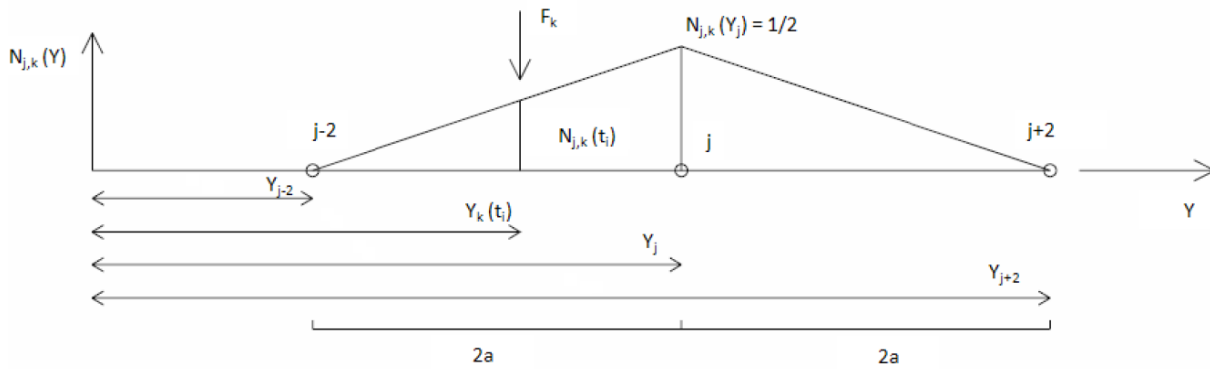


Fig. 3.6. – Função de forma para distribuição das cargas (adaptado de Albuquerque, 2008)

$$N_{j,k}(t) = \begin{cases} \frac{1}{2} \times \frac{Y_k(t) - Y_{j-2}}{2 \times a}, & Y_{j-2} \leq Y_k(t) \leq Y_j \\ \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \times \frac{Y_k(t) - Y_j}{2 \times a}, & Y_j \leq Y_k(t) \leq Y_{j+2} \\ 0, & Y_k(t) \notin [Y_{j-2}; Y_{j+2}] \end{cases} \quad (3.56.)$$

em que a é o espaçamento entre nós.

6. Em cada instante de tempo, t_i , a carga total F_j sobre o nó j é igual a:

$$F_j(t_i) = \sum_k N_{j,k}(t_i) \times F_k \quad (3.57.)$$

em que F_k é a k -ésima carga do comboio.

7. A matriz de forças modais, ou matriz de cargas, para os n nós terá o seguinte aspeto:

$$Matriz_{comboio} = \begin{bmatrix} 0 & F_1(0) & \cdots & F_n(0) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ t_i & F_1(t_i) & \cdots & F_n(t_i) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ t_{n^c} & F_1(t_{n^c}) & \cdots & F_n(t_{n^c}) \end{bmatrix} \quad (3.58.)$$

Assim, com a informação detalhada da solicitação de cada nó, em cada instante de tempo e para uma dada velocidade de circulação, é possível aplicar estes dados para determinar a resposta estática da estrutura num dado instante de tempo, ou então aplicar como carregamento para uma análise dinâmica através da sobreposição modal (Ferreira, 2017).

3.5. METODOLOGIA ANSYS-MATLAB

3.5.1. GERAÇÃO DO MODELO E ANÁLISE MODAL

Para a realização da análise dinâmica recorre-se ao software MATLAB, tendo como interface para a geração do modelo e para a realização da análise modal o programa ANSYS (ANSYS, 1998). O procedimento adotado foi desenvolvido inicialmente por Albuquerque (2015).

O programa ANSYS corre em segundo plano através de um ficheiro de texto no qual são armazenadas instruções em APDL (*“ANSYS Parametric Design Language”*) de modo a incluir ou excluir comandos dependendo da análise ou o modelo que se queiram realizar. No MATLAB criam-se comandos ao longo de um script que permitem correr os ficheiros de texto no ANSYS.

Para a execução dos scripts, têm que se considerar inputs que permitem realizar a análise. Estes inputs que são variáveis são o número de modos de vibração a considerar na análise, os comboios de alta velocidade que se pretendem analisar (já definidos previamente através das matrizes de forças modais, realizadas através de uma análise dinâmica com cargas móveis) e as respetivas gamas de velocidades de circulação, o intervalo de amortecimentos pretendido, o incremento de tempo, o tempo em vibração livre e o número dos nós da malha onde se pretende calcular os deslocamentos ou acelerações.

O ANSYS corre inicialmente para determinar as coordenadas dos nós que compõem o carril. Após obter esta informação, acrescentam-se comandos ao ficheiro APDL que indica a necessidade da realização de uma análise modal.

3.5.2. OBTENÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS MODAIS

Após a realização da análise modal, executam-se comandos que permitem extrair os deslocamentos verticais modais dos nós dos carris e dos restantes nós da malha que se configurou anteriormente. Deste modo, o ANSYS volta a correr em segundo plano para extrair os parâmetros referidos. Este cálculo torna-se demorado devido à quantidade de cálculos que são exigidos.

3.5.3. OBTENÇÃO DE DESLOCAMENTOS E ACELERAÇÕES

Após a obtenção dos deslocamentos modais, interessa importar a informação relativa ao carregamento real de cada comboio, ficando assim com o conhecimento do nome do mesmo, das cargas por eixo e da distância entre eixos. Após a importação, realiza-se um ciclo onde irá variar a velocidade de circulação de cada comboio e que permite construir as matrizes de carga e determinar os valores modais das forças. Concluído este processo, calculam-se os valores modais da frequência, da massa e do amortecimento, resolvendo de seguida a Equação 3.25. através do método de Newmark. Por fim, as grandezas modais que foram determinadas são multiplicadas pelas coordenadas modais, obtendo-se assim a evolução temporal dos deslocamentos para cada velocidade (Ferreira, 2017). Este processo pode repetir-se para a gama de velocidades, amortecimento e comboio desejados. As acelerações obtêm-se através da segunda derivada dos deslocamentos que foram obtidos. O diagrama representado na Figura 3.7. representa um esquema do procedimento adotado.

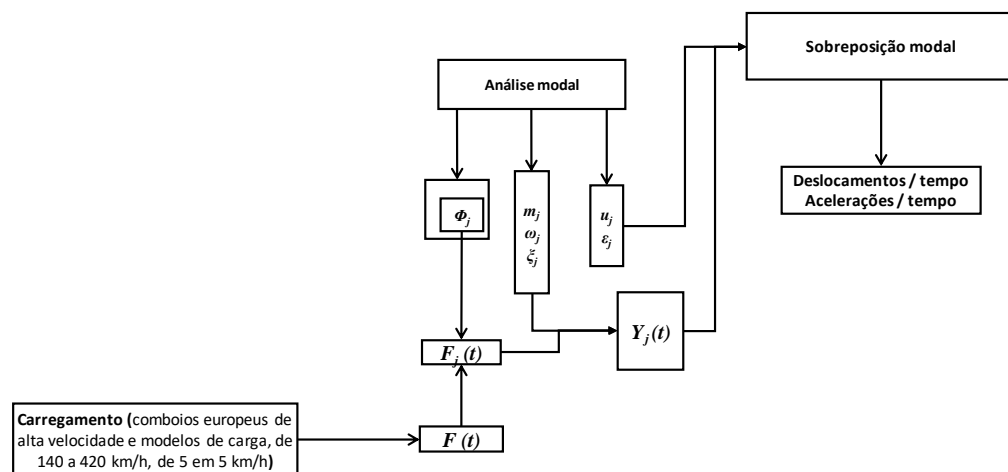


Fig. 3.7. – Esquema do procedimento adotado para a obtenção dos deslocamentos e acelerações (adaptado de Ferreira, 2017)

4

MODELO E ANÁLISE DINÂMICA DO VIADUTO

4.1. INTRODUÇÃO

Desde o final da década de 1990 vinham sendo estudadas várias soluções para construir um desvio à Linha do Sul que garantisse a prática de velocidades mais homogéneas e competitivas. Devido aos constrangimentos colocados pela antiga ponte sobre o rio Sado, em Alcácer do Sal, a REFER decidiu optar por uma alternativa ao traçado entre a Estação do Pinheiro e o Km 94 da Linha do Sul, que tivesse as seguintes características (REFER, 2010):

- Velocidade de 220 km/h para o comboio Alfa Pendular;
- Construção de uma nova ponte sobre o rio Sado;
- Nova ligação direta entre Sines e Grândola.

Com isto, surgiu então a Variante de Alcácer, que inclui no seu traçado a nova ponte ferroviária sobre o rio Sado, e que tem como objetivos promover a interoperabilidade da Rede Ferroviária Nacional com as redes europeias de transporte de mercadorias, reforçar a competitividade do Porto de Sines e melhorar as condições de viagem dos passageiros entre a ligação Lisboa-Algarve, reduzindo o tempo de percurso em cerca de 10 minutos.

Esta variante caracteriza-se pelo facto de ter uma plataforma ferroviária que permite cargas de aproximadamente 25 toneladas por eixo e velocidades de circulação de 200 km/h para comboios convencionais e de 220 km/h para comboios basculantes e também por integrar uma ponte ferroviária do tipo bowstring sobre o rio Sado e os respetivos viadutos de acesso (REFER, 2010).

Neste capítulo, aborda-se então o viaduto Norte de acesso à nova ponte ferroviária sobre o rio Sado, localizada em Alcácer do Sal, em Portugal, realizando-se uma breve descrição do mesmo, bem como uma descrição do modelo 3D em elementos finitos realizado no software ANSYS e uma análise dinâmica que se realizou para a passagem de comboios europeus de alta velocidade no viaduto em estudo.

4.2. O VIADUTO DE ACESSO À NOVA PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO SADO

4.2.1. LOCALIZAÇÃO E CONTEXTO

A nova ponte ferroviária sobre o rio Sado (Figura 4.2.) e os respetivos viadutos de acesso, localizam-se no distrito de Setúbal, perto de Alcácer do Sal, a cerca de 100 km de Lisboa (Figura 4.1.). Esta estrutura integra a Linha Ferroviária do Sul das Infraestruturas de Portugal, fazendo parte de um novo projeto

ferroviário com cerca de 29 km que irá melhorar as conexões ao Sul do país, efetuando a ligação entre Lisboa e o Algarve, e ao Porto de Sines, na costa atlântica. Inaugurada em 2010 e com um comprimento total de cerca de 2700 m, trata-se da maior obra ferroviária em extensão deste tipo em Portugal. O projeto da ponte foi desenvolvido pela GRID, localizada em Lisboa, e pela GREISCH, localizada em Liège, na Bélgica. Já o projeto da linha ferroviária foi desenvolvido pela Ferbritas, localizada em Lisboa, sendo o cliente da obra a REFER. De referir que todas as superestruturas têm tabuleiros mistos realizados em aço e betão, e os pilares, encontros e as fundações por estacas são realizadas em betão armado (Reis et al., 2010).

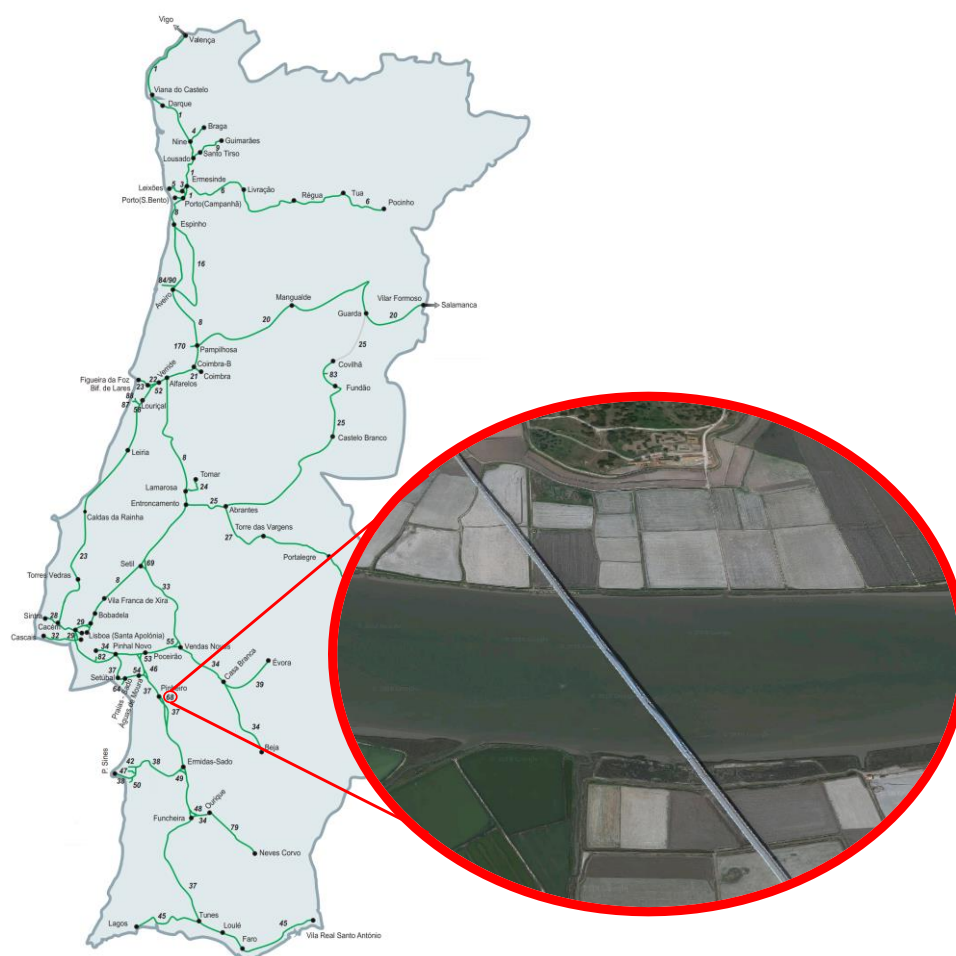


Fig. 4.1. – Localização da nova ponte ferroviária de Alcácer do Sal na rede ferroviária nacional (adaptado de Infraestruturas de Portugal, 2017)



Fig. 4.2. – Vista geral da ponte e dos respetivos viadutos de acesso (adaptado de Teixeira Duarte, 2010)

4.2.2. ENQUADRAMENTO GERAL DA ESTRUTURA

A nova ponte ferroviária situada em Alcácer do Sal, tem um comprimento total de 2735 m, estando dividida em três partes: o acesso pelo viaduto norte com 1115 m ($34,75 + 6 \times 37,50 + 45,00 + 17 \times 45,00 + 45,00$ m), a ponte principal, com uma solução estrutural em bowstring, que tem três vãos contínuos de 160 m cada e o acesso pelo viaduto sul com 1140 m ($45,00 + 16 \times 45,00 + 37,50 + 9 \times 37,50$ m), como se encontra representado na Figura 4.3.. O viaduto norte e a ponte estão realizados em alinhamento reto, enquanto que o viaduto sul tem uma curva de 800 m após os 175 m iniciais em alinhamento reto. A estrutura foi concretizada com uma solução mista, em aço S355 NL, sendo alguns elementos dos aparelhos de apoio feitos em aço S460 NL, e com um betão da classe C40/50, armado, tendo o aço uma tensão de cedência de cerca de 500 MPa (Reis et al., 2010). O tráfego na ponte realiza-se numa das linhas, estando assim a ponte sujeita a um carregamento assimétrico, podendo no futuro instalar-se outra via, ficando assim a estrutura com duas vias.

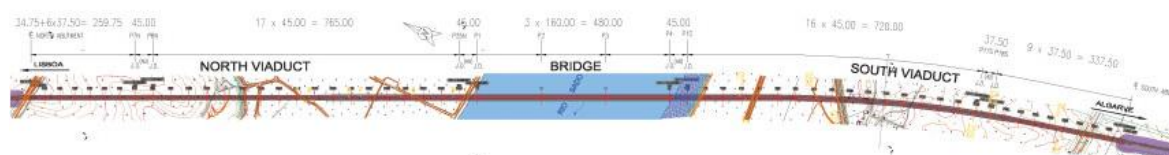


Fig. 4.3. – Vista em planta da ponte (adaptado de Reis et al., 2010)

A maioria dos vãos dos viadutos de acesso são contínuos. Contudo, devido a restrições relacionadas com o problema de interação entre a ponte e a via, foram criadas algumas secções “neutras” (vãos simplesmente apoiados) para limitar o comprimento máximo contínuo entre 750 e 800 m. Nestas secções foram instalados aparelhos de apoio devido a restrições sísmicas. Estes vãos particulares não têm

continuidade nem com os vãos adjacentes, nem com a estrutura, devido à presença de juntas estruturais, e a via férrea também não é contínua devido à existência de aparelhos de dilatação ferroviária.

4.2.3. DESCRIÇÃO DO VIADUTO NORTE

O estudo realizado nesta dissertação foca-se num vão simplesmente apoiado do viaduto de acesso Norte que tem um comprimento de 45,0 m. Trata-se do primeiro vão do viaduto norte que faz fronteira com a ponte. A Figura 4.4. ilustra a localização do vão no viaduto de acesso Norte, e a respetiva secção transversal encontra-se representada na Figura 4.5..

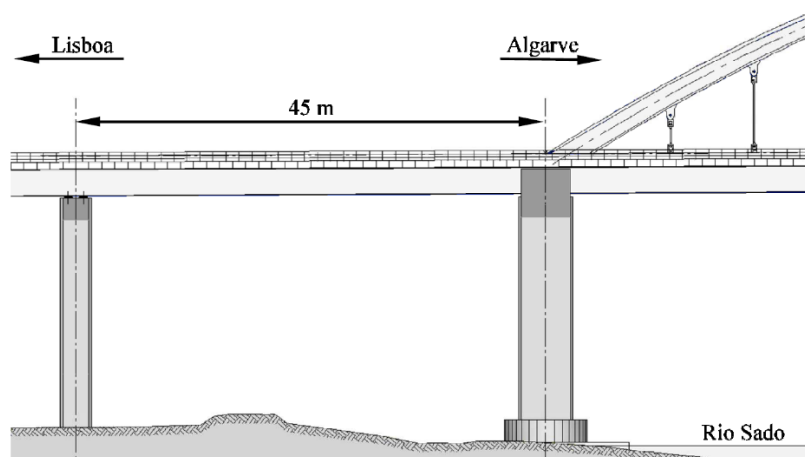


Fig. 4.4. – Vista de alçado do vão “neutro” em estudo localizado no viaduto Norte (adaptado de Alencar et al., 2017)

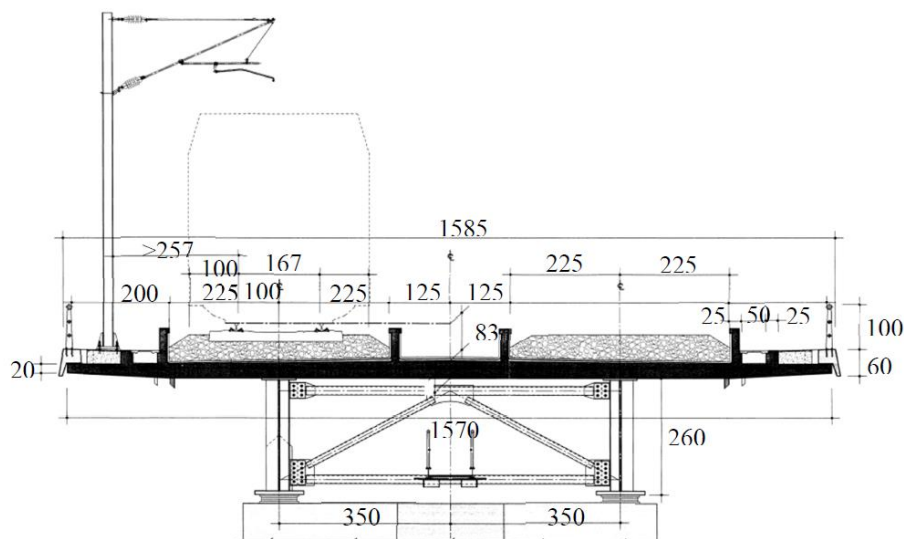


Fig. 4.5. – Secção transversal do vão (adaptado de Alencar et al., 2016)

O viaduto Norte consiste numa solução estrutural mista em aço e betão, composta por duas vigas longitudinais (longarinas) com secção em I que suportam um tabuleiro realizado em betão armado.

As vigas longitudinais estão espaçadas de 5,80 m e têm uma altura constante de 2,60 m. O banzo superior tem 0,7 m de largura enquanto que o banzo inferior tem 1,0 m de largura. As espessuras dos banzos variam ao longo do vão, sendo que nas zonas de apoio o banzo superior tem 4 cm e o banzo inferior tem 5 cm, enquanto que na zona de meio vão o banzo superior tem 8 cm e o banzo inferior tem 12 cm. As almas das vigas longitudinais também apresentam espessura variável ao longo do vão, variando entre 2,5 a 1,6 cm nas zonas de apoio e a meio vão, respetivamente. Ainda na alma das vigas existem uns enrijecedores que são compostos por meios perfis em aço laminado IPE 400, soldados nas almas e espaçados de 1,77 m nas zonas de apoio e 3,5 m na zona a meio vão (Reis et al., 2010).

Entre as longarinas localizam-se uns diafragmas espaçados de 7,5 m e que são formados por secções circulares ocas. As vigas superiores destes diafragmas têm uma espessura de 12 mm enquanto que as vigas inferiores têm espessura de 8 mm, estando o diâmetro de ambas as vigas fixado em 193,7 mm. Os diafragmas das treliças verticais possuem um diâmetro de 139,7 mm e espessura de 8 mm. O contraventamento horizontal em treliça localiza-se aproximadamente a 0,35 m acima dos banzos inferiores das vigas longitudinais e é composta por meios perfis em aço laminado IPE 400, de modo a obter uma secção equivalente a caixão, melhorando assim a deformabilidade por torção e as vibrações por torção sob a ação do tráfego ferroviário (Reis et al., 2010). A Figura 4.6. ilustra os elementos metálicos referidos, enquanto que a Figura 4.7. apresenta os detalhes dos mesmos elementos.



Fig. 4.6. – Elementos estruturais metálicos do viaduto (adaptado de Alencar et al., 2016)

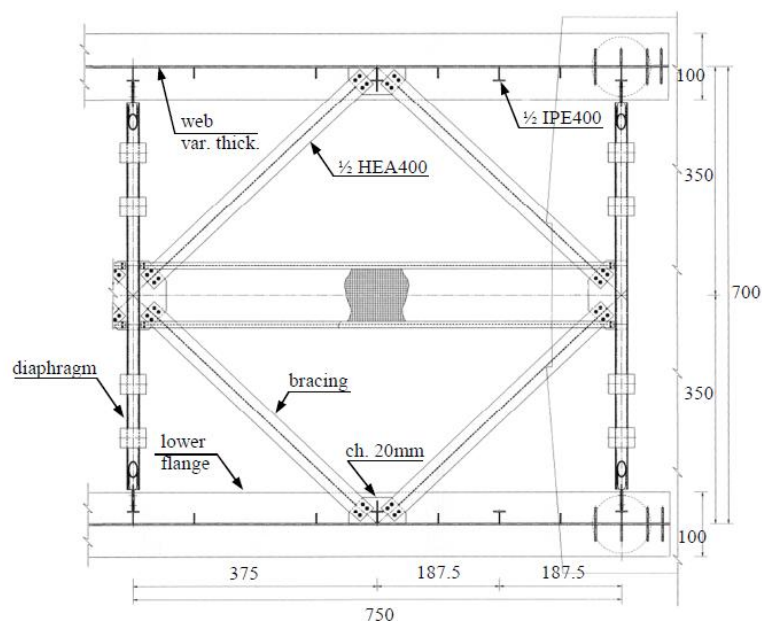


Fig. 4.7. – Detalhes dos elementos estruturais metálicos do viaduto (unidades: cm) (adaptado de Alencar et al., 2016)

A laje em betão armado tem uma largura total de 13 m com espessura variável. Na extremidade das consolas a espessura é de 0,20 m, na ligação entre as longarinas metálicas e o tabuleiro é de 0,35 m e na secção a meio vão, situada entre as longarinas, é de 0,38 m. As paredes de retenção do balastro têm 0,5 m de profundidade, com uma espessura de 0,20 m. Na Figura 4.8. é apresentada uma vista da via férrea e da camada de balastro.



Fig. 4.8. – Vista da via férrea da ponte e da camada de balastro (adaptado de Albuquerque, 2015)

4.3. MODELAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS DO VIADUTO

4.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

A modelação numérica do vão “neutro” em estudo foi realizada através do programa comercial ANSYS (ANSYS, 1998) através de técnicas usuais de discretização, por meio do método de elementos finitos onde se inclui no modelo o sistema da via férrea.

O modelo usado foi desenvolvido por Alencar et al. (2016), recorrendo à linguagem APDL do software ANSYS. Esta linguagem permite fornecer instruções em texto ao programa, nas várias fases de análise de elementos finitos da estrutura (pré-processamento ou modelação, cálculo e pós-processamento), sem recorrer à interface gráfica, tornando assim possível que um programa, como o Matlab, corra e comunique com o ANSYS em vários tipos de análise (Ferreira, 2017).

O modelo numérico do viaduto inclui só um vão de 45,0 m, pois como foi dito anteriormente, não há continuidade entre os vãos adjacentes, nem com a estrutura ou com a via férrea.

O tabuleiro em betão armado, as longarinas metálicas e os enrijecedores transversais foram modelados através de elementos finitos de casca (SHELL181). Já os perfis metálicos dos diafragmas, as vigas longitudinais da laje em betão armado e os carris foram modelados com elementos finitos de barra localizados nos respetivos centros de gravidade de cada secção (BEAM44). Por fim, as travessas, as palmilhas e a camada de balastro foram modelados com elementos finitos sólidos (SOLID185). A Figura 4.9. representa os vários tipos de elementos finitos mencionados (Alencar et al., 2017).

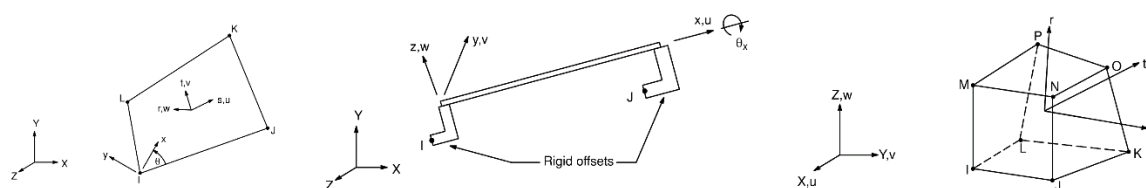


Fig. 4.9. – Representação dos elementos finitos de casca, de barra e sólido (adaptado de Kohnke, 1994)

Para além dos elementos referidos, foram introduzidos elementos infinitamente rígidos (MPC184) para efetuar a ligação entre os nós da laje aos nós da face inferior do balastro, garantindo a compatibilidade dos deslocamentos, e aos nós do banzo superior da viga longitudinal metálica, garantindo a compatibilidade de deslocamentos e rotações. Foi adotada uma malha de dimensão média de aproximadamente 0,5 m, com um espaçamento menor na região dos enrijecedores das almas das vigas longitudinais, de modo a diminuir o número de graus de liberdade do modelo e consequentemente o tempo de processamento. Foram utilizados também elementos de massa pontuais (MASS21) para reproduzir o peso próprio dos outros elementos da via férrea e das componentes que não são estruturais ao longo do tabuleiro, como por exemplo os guarda-corpos, os revestimentos e o pavimento do passeio (Alencar et al., 2017). A Figura 4.10. ilustra os elementos infinitamente rígidos e de massa que foram referenciados.

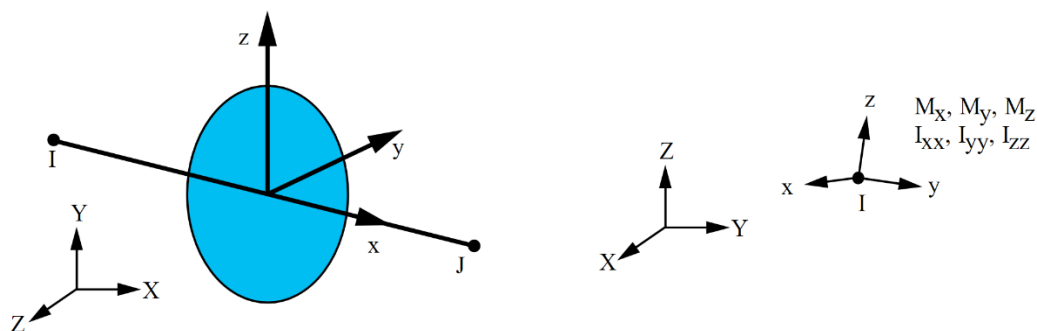


Fig. 4.10. – Representação dos elementos infinitamente rígidos e de massa (adaptado de ANSYS, 1998)

Para distribuir igualmente os valores da massa numa malha irregular, criou-se uma rotina APDL para calcular a área de influência de cada nó na laje. Assim, verifica-se que o modelo final de elementos finitos resultou num total de 23 592 nós, 39 243 elementos e 141 552 graus de liberdade (Alencar et al., 2016). Nas Figuras 4.11. a 4.13. mostram-se as vistas isométrica, lateral e da secção transversal do modelo numérico, respetivamente.

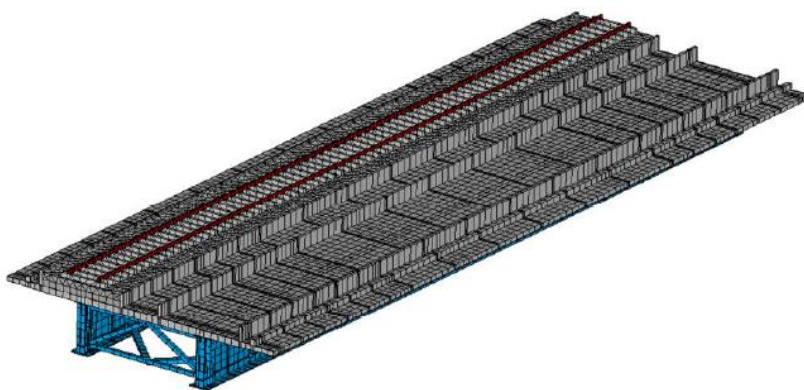


Fig. 4.11. – Vista isométrica do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016)

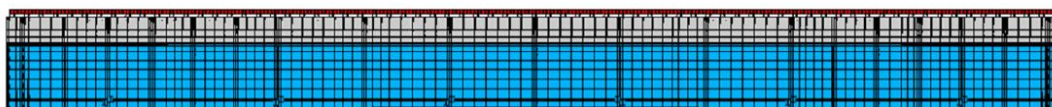


Fig. 4.12. – Vista lateral do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016)

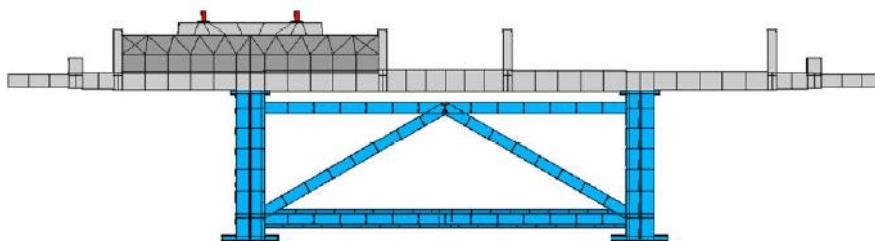


Fig. 4.13. – Vista da secção transversal do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016)

Nas Figuras 4.14. e 4.15. podem-se verificar alguns detalhes do modelo numérico, tais como o detalhe da via férrea e das componentes estruturais metálicas do viaduto.

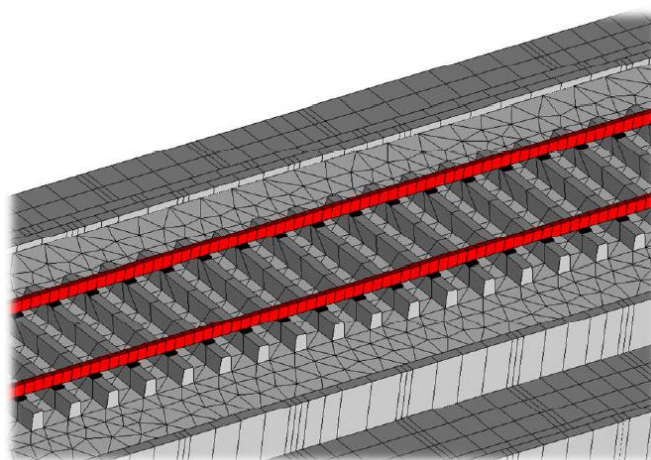


Fig. 4.14. – Detalhe da via férrea do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016)

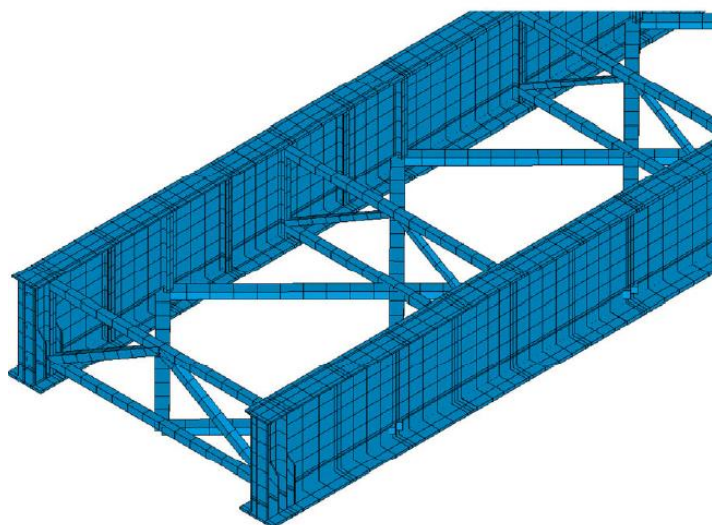


Fig. 4.15. – Detalhe dos elementos estruturais metálicos do modelo numérico (adaptado de Alencar et al., 2016)

4.3.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS E GEOMÉTRICAS

Alguns dos parâmetros mecânicos e geométricos considerados no modelo de elementos finitos para os vários componentes estruturais estão representadas no Quadro 4.1., divididos em parâmetros do tabuleiro e da via férrea. De salientar que o valor do módulo de elasticidade do betão foi assumido como um valor a longo prazo ($t = \infty$).

Quadro 4.1. – Parâmetros geométricos e mecânicos do modelo numérico


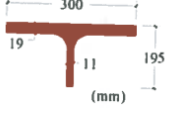
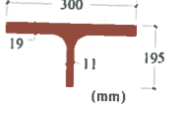
	Parâmetro	Descrição	Valor adotado	Unidade
Tabuleiro	E_c	Módulo de elasticidade do betão	30,5	GPa
	ρ_c	Massa volúmica do betão	2706,02	kg/m ³
	ν_c	Coefficiente de Poisson do betão	0,2	-
	E_s	Módulo de elasticidade do aço	210	GPa
	ρ_s	Massa volúmica do aço	7850	kg/m ³
	ν_s	Coefficiente de Poisson do aço	0,3	-
	A_{diap} / I_{diap}	Área / Inércia dos diafragmas	68,5 / 2840	cm ² / cm ⁴
	A_{brac} / I_{brac}	Área / Inércia dos contraventamentos	76,4 / 1890	cm ² / cm ⁴
Via férrea	E_{bal}	Módulo de elasticidade do balastro	145	MPa
	ρ_{bal}	Massa volúmica do balastro	1686,62	kg/m ³
	ν_{bal}	Coefficiente de Poisson do balastro	0,15	-
	E_{oad}	Módulo de elasticidade da palmilha do carril	500	MPa
	A_{rail} / I_{rail}	Área / Inércia do carril	76,9 / 3038	cm ² / cm ⁴
	$E_{sleeper}$	Módulo de elasticidade do betão (travessa)	36	GPa
	$\rho_{sleeper}$	Densidade do betão (travessa)	2890	kg/m ³
	$\nu_{sleeper}$	Coefficiente de Poisson do betão (travessa)	0,2	-

4.3.2.1. Tabuleiro

Seguindo as linhas gerais das EN1991-1-2 (EN1991-1-1, 2002) e a EN1992-1-1(EN1992-1-1, 2004), a massa volúmica e o coeficiente de Poisson do betão adotados são de 2706,02 kg/m³ (aproximadamente 26,5 kN/m³) e 0,2, respetivamente.

No Quadro 4.2. apresentam-se as propriedades geométricas dos diafragmas e dos contraventamentos que se encontram ao longo do vão.

Quadro 4.2. – Propriedades geométricas dos elementos metálicos

Elemento metálico	Secção transversal	Propriedades geométricas
Diafragmas		$A = 0,00685 \text{ m}^2$
		$I_x = 0,284 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
		$I_y = 0,284 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
		$I_z = 0,567 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
Contraventamentos		$A = 0,00331 \text{ m}^2$
		$I_x = 0,072 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
		$I_y = 0,072 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
		$I_z = 0,144 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
Contraventamentos		$A = 0,00795 \text{ m}^2$
		$I_x = 0,189 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
		$I_y = 0,428 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
		$I_z = 0,959 \times 10^{-6} \text{ m}^4$

4.3.2.2. Via férrea

O valor adotado para o módulo de elasticidade do balastro resulta de uma calibração experimental de um modelo numérico de elementos finitos realizado por Ribeiro (2012), na qual efetuou o estudo de uma ponte localizada também na rede ferroviária portuguesa e usando uma técnica de modelação similar à que foi usada no presente trabalho. A massa volúmica do balastro foi adotada seguindo a norma EN1991-1-1 (EN1991-1-1, 2002).

As propriedades geométricas e mecânicas do carril (UIC60) foram adotadas seguindo as normas EN13674-1 (EN13674-1, 2003) e a UIC 861-3 (UIC Leaflet, 1969). O módulo de elasticidade do aço e a respetiva massa volúmica são de 210 GPa e 7850 kg/m³, respetivamente.

4.4. ANÁLISE DINÂMICA DO VIADUTO

4.4.1. PARÂMETROS A EXTRAIR DA ANÁLISE DINÂMICA

Após a modelação numérica do viaduto, realizou-se uma análise modal no software ANSYS de modo a identificar os modos de vibração da estrutura, sendo que as deformadas dos três principais modos de vibração globais do viaduto em análise são apresentadas na Figura 4.16.

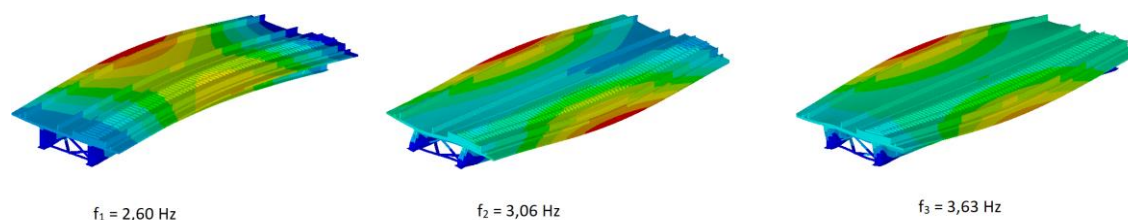


Fig. 4.16. – Deformada dos principais modos de vibração obtidos por modelação numérica (adaptado de Alencar et al., 2016)

No Quadro 4.3. é dada a informação relativa às frequências de alguns modos de vibração retiradas do modelo numérico.

Quadro 4.3. – Frequências de alguns modos de vibração da estrutura

Número do modo de vibração	Frequência natural (Hz)	Descrição
1	2,60	Flexão vertical global
2	3,06	Torção global
3	3,63	Torção global
5	5,47	Flexão local da laje

Como base de estudo para as análises paramétricas que se vão efetuar no Capítulo 5, as grandezas a extrair são as acelerações máximas no nó central da laje (na zona da via balastrada) em função da velocidade de circulação do veículo, para um amortecimento de 0,5% para cada um dos seguintes comboios: Alfa Pendular, Talgo AV2, Thalys 2, Eurostar 373, X 2000, TGV Atlantique, Virgin, ICE 2 e ETR-Y-500. Estes resultados são a base para o cálculo das acelerações da via, importantes para a caracterização da resposta da estrutura.

De referir que as acelerações calculadas no nó central da laje, na zona da via balastrada, poderão não ser os máximos em relação ao resto da região que se está a analisar, sendo apresentado mais à frente, mapas de acelerações máximas de modo a verificar os locais em que estas ocorrem.

4.4.2. GAMA DE VELOCIDADES A ANALISAR

A EN 1991-2 (EN1991-2, 2003) define um intervalo de velocidades a considerar na análise dinâmica compreendida entre os 40 m/s (cerca de 145 km/h) e a velocidade máxima de cálculo, considerada aproximadamente 1,2 vezes a máxima velocidade que o comboio circula na ponte. Se o limite for 350 km/h, a velocidade máxima de análise será de 420 km/h. Portanto, e de acordo com o referido, a análise dinâmica do viaduto de Alcácer irá compreender velocidades entre os 140 km/h e os 420 km/h.

Definiu-se um incremento de velocidade de 5 km/h entre duas velocidades sucessivas, para as velocidades compreendidas entre o intervalo de tempo referido anteriormente.

4.4.3. NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO A CONSIDERAR

O critério que define a frequência limite de análise, para a determinação das acelerações, está atualmente em discussão, tendo-se em vista uma alteração regulamentar ao que se refere a esta grandeza. A EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005) define os modos de vibração até uma frequência máxima definida pelo maior dos seguintes valores:

- i. 30 Hz;
- ii. 1,5 vezes a frequência do modo fundamental da estrutura (1º modo de vibração);
- iii. Frequência do terceiro modo de vibração.

Atendendo a isto, e tendo em conta os resultados da análise modal, os limites tomam os valores indicados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4. – Frequências limite da norma EN1990-Annex A2

	Frequência (Hz)
i.	30
ii.	$1,5 \times 2,60 = 3,90$
iii.	3,63

Do observado, conclui-se que a frequência limite a considerar é 30 Hz. Como o critério apresentado foi desenvolvido com base no estudo de pontes simplesmente apoiadas, explica-se assim o facto de os limites ii. e iii. se adequarem a estruturas onde apenas as primeiras frequências de vibração controlam a resposta dinâmica da estrutura. As estruturas mais complexas tornam a limitação das frequências mais difícil de realizar.

Como foi referido na secção 2.4.2.1., investigações recentes têm permitido estabelecer recomendações complementares ao critério definido nas normas atuais. Na nova proposta (Zacher e Baeßler, 2008), a frequência limite deve ser o mínimo dos seguintes valores:

- i. 60 Hz;
- ii. Frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfego.

As alterações sugeridas não se encontram completamente determinadas, visto que não é clara a condição ii.. Assim interessa realizar análises até uma frequência por volta dos 60 Hz, correspondendo a cerca de 340 modos de vibração, para perceber as singularidades da resposta dinâmica e avaliar até que ponto existem condições para adotar uma frequência limite de análise inferior.

4.4.4. GAMA DE AMORTECIMENTOS A EXAMINAR

A resposta dinâmica de um sistema estrutural está dependente de forma considerável de vários parâmetros relacionados com a massa, rigidez e amortecimento. Este último parâmetro ganha uma especial importância devido à dependência da resposta dinâmica em relação ao amortecimento estrutural em situações de ressonância.

Segundo a EN1991-2 (EN1991-2, 2003), define-se o amortecimento em função da tipologia e do vão da estrutura, sendo que para pontes em aço ou compósitas, o valor é dado por:

$$\xi(\%) = \begin{cases} 0,5 + 0,125(20 - L), & \text{se } L < 20 \text{ m} \\ 0,5, & \text{se } L \geq 20 \text{ m} \end{cases} \quad (4.59.)$$

Como o vão em estudo tem aproximadamente 45 m, então o menor amortecimento a adotar para o estudo da resposta dinâmica da estrutura é de 0,5%.

Segundo Malveiro et al. (2018), a partir de um ensaio dinâmico, realizado no viaduto de Alcácer para a passagem de dois comboios Alfa Pendular à velocidade de 220 km/h, para a estimativa dos coeficientes de amortecimento modais através da resposta da aceleração da laje do tabuleiro, verificou-se que devido à similaridade da forma dos modos de vibração de todos os modos locais de vibração, particularmente com os movimentos de flexão na zona central da laje do tabuleiro, os resultados dos coeficientes de amortecimento foram agrupados, levando a um valor médio de 5,08% e um desvio padrão igual a 1,53%. Relativamente aos coeficientes de amortecimento associados ao modo de flexão global da estrutura, foram obtidas quatro estimativas, em correspondência com as duas secções do viaduto que foram instrumentadas para a passagem de dois comboios Alfa Pendular, levando a um valor médio igual a 3,71% e a um desvio padrão igual a 0,08%.

Assim sendo os coeficientes de amortecimento adotados são: 3,71% para todos os modos de vibração globais da estrutura, 5,08% para os modos de vibração locais da laje e 0,5% (mínimo regulamentar presente na EN1991-2 (EN1991-2, 2003)) para os restantes modos de vibração relacionados com a estrutura metálica do viaduto, segundo Malveiro et al. (2018).

Na secção 4.4.6., os resultados apresentados dizem respeito a um coeficiente de amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura, que vão servir de comparação para o estudo que se realiza no Capítulo 5.

4.4.5. INCREMENTO DE TEMPO E TEMPO EM VIBRAÇÃO LIVRE

O incremento de tempo adotado é de 0,001 s, pois assim permite dividir todas as frequências no mínimo em dezasseis intervalos, de modo a garantir uma adequada aproximação à realidade.

Já o tempo em vibração livre foi fixado em 5 segundos, permitindo assim uma análise e visualização dos resultados mais adequada. Este tempo foi arbitrado, pois as acelerações máximas são atingidas ainda durante a passagem dos veículos, contudo o cálculo da resposta durante este tempo permite analisar a diferença da resposta durante a passagem do comboio e em vibração livre.

4.4.6. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA

Tendo sido caracterizados todos os parâmetros e grandezas a analisar, bem como definido o modelo numérico para efetuar a análise dinâmica, pretende-se nesta secção mostrar alguns resultados a que a análise dinâmica conduz, mostrando espetros de acelerações máximas em função da velocidade para os comboios em estudo, bem como a variação da aceleração com o tempo para comboios que apresentam um cenário de acelerações mais gravoso.

A apresentação dos valores máximos de aceleração indica a existência de velocidades de circulação que podem levar a cenários de ressonância que causam amplificação dinâmica, presentes quando a frequência de excitação se aproxima de uma das frequências naturais da estrutura, ou até mesmo de múltiplos ou submúltiplos dessas.

Os resultados apresentados dizem respeito ao nó central que se situa na laje do tabuleiro, na zona da via balastrada (Figura 4.17.), e dizem respeito a valores absolutos das acelerações. Nas Figuras 4.18. a 4.26. estão representados os valores máximos de aceleração em função da velocidade de circulação para cada comboio.

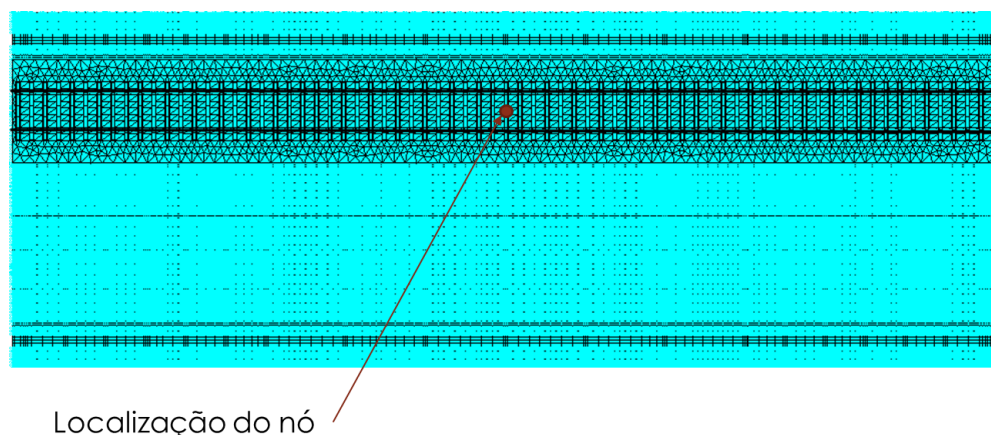


Fig. 4.17. – Localização do nó referente às análises efetuadas

A comparação dos resultados de cada comboio irá ser feita com base nos limites impostos na EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005) explicados na secção 2.4.2.1.. Estes limites dizem respeito à tipologia de via balastrada, sendo a aceleração vertical máxima de $3,5 \text{ m/s}^2$ (representada nos gráficos como “Limite EC0”). Excepcionalmente, este valor regulamentar pode ser excedido em 10 ciclos sucessivos de vibração, não podendo assim neste caso, a aceleração vertical máxima ultrapassar os $5,5 \text{ m/s}^2$ (representada nos gráficos como “Limite Excepcional EC0”).

Na Figura 4.18. está representada a passagem do comboio Alfa Pendular. Este comboio provoca acelerações máximas de $2,998 \text{ m/s}^2$ para uma velocidade de circulação de 405 km/h . Repara-se que este pico está dentro dos limites da EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005), apesar do espectro de acelerações máximas mostrar alguma variação. Para a velocidade de circulação típica de 220 km/h a aceleração máxima equivale a $2,077 \text{ m/s}^2$, pelo que ainda se encontra dentro dos limites regulamentares.

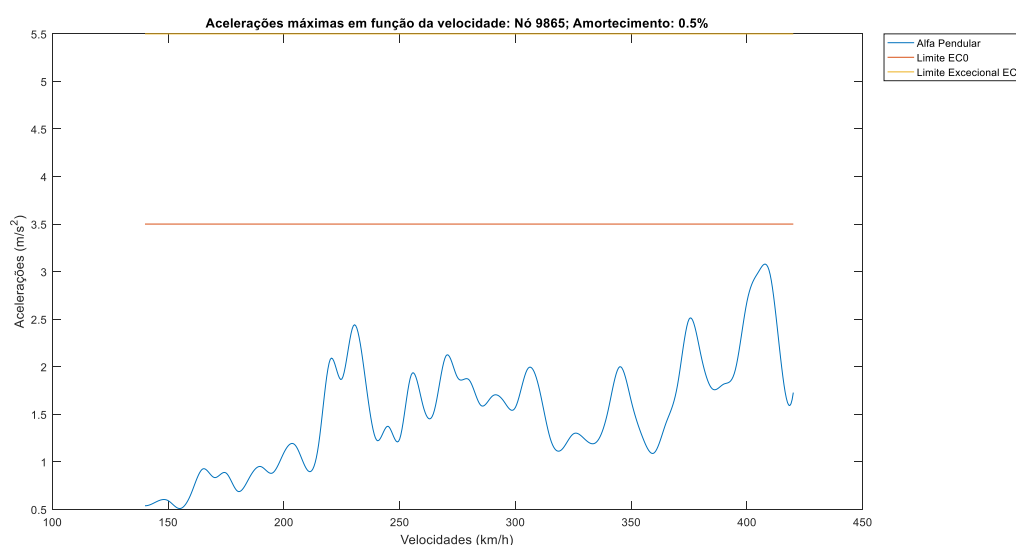


Fig. 4.18. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Alfa Pendular

Na Figura 4.19. está representada a passagem do comboio Talgo AV2. Este comboio provoca acelerações máximas de $3,329 \text{ m/s}^2$ para uma velocidade de circulação de 410 km/h. Tal como no Alfa Pendular, este pico está dentro dos limites regulamentares, sendo que o respetivo espetro de acelerações mostra alguma variação. Para a velocidade típica de circulação de 350 km/h, a aceleração máxima equivale a $2,952 \text{ m/s}^2$.

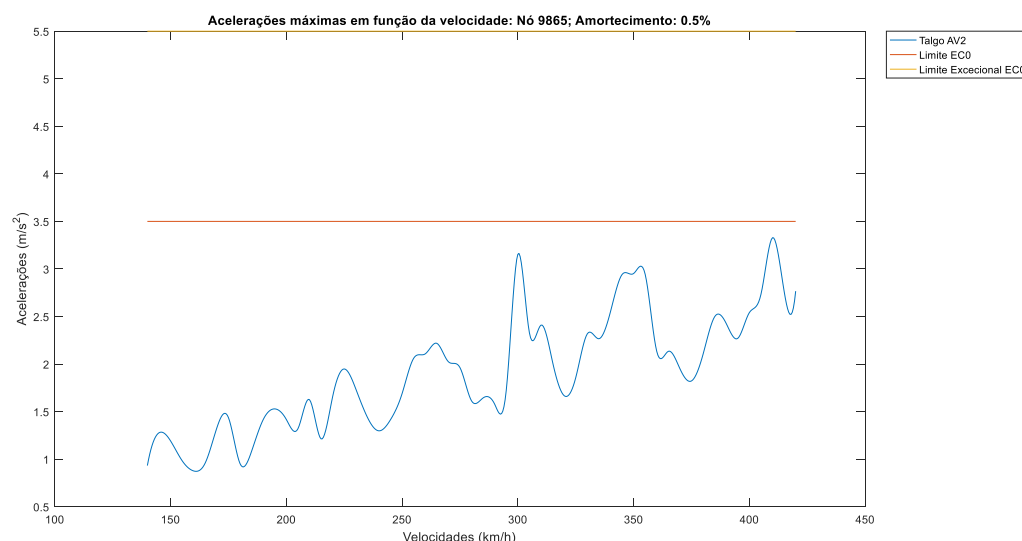


Fig. 4.19. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Talgo AV2

Na Figura 4.20. está representada a passagem do comboio Thalys 2. Este comboio provoca acelerações máximas de $3,009 \text{ m/s}^2$ para uma velocidade de circulação de 290 km/h. Este pico, bem como o espetro total deste comboio, respeitam os limites impostos pela EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005), apesar da certa variação que o gráfico apresenta. Para a velocidade típica de circulação de 300 km/h, a aceleração máxima equivale a $2,171 \text{ m/s}^2$. De reparar que a velocidade à qual ocorre o pico de acelerações é próxima da velocidade típica de circulação do comboio.

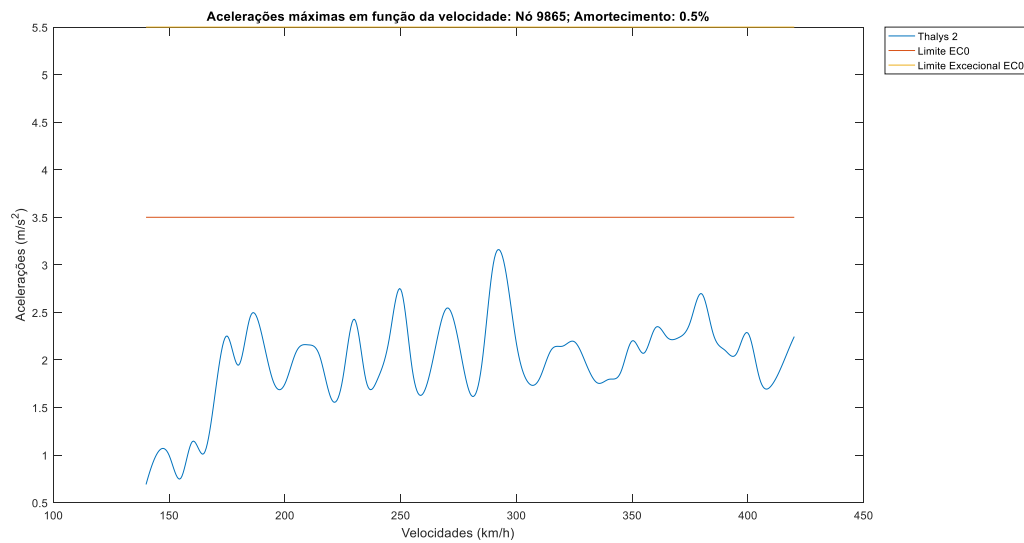


Fig. 4.20. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Thalys 2

Na Figura 4.21. está representada a passagem do comboio Eurostar 373. As acelerações máximas neste comboio são atingidas para uma velocidade de circulação de 380 km/h, sendo o respetivo valor da aceleração de 2,151 m/s^2 . Tal como nos comboios anteriores, este pico de acelerações, bem como o restante espectro do Eurostar 373, respeita os limites regulamentares impostos pela EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005). Para a velocidade típica de circulação de 300 km/h, a aceleração máxima corresponde a um valor de 1,552 m/s^2 , que comparativamente ao valor de pico, é um valor ligeiramente inferior. Verifica-se que há uma ligeira variação das acelerações ao longo do espectro de acelerações deste comboio.

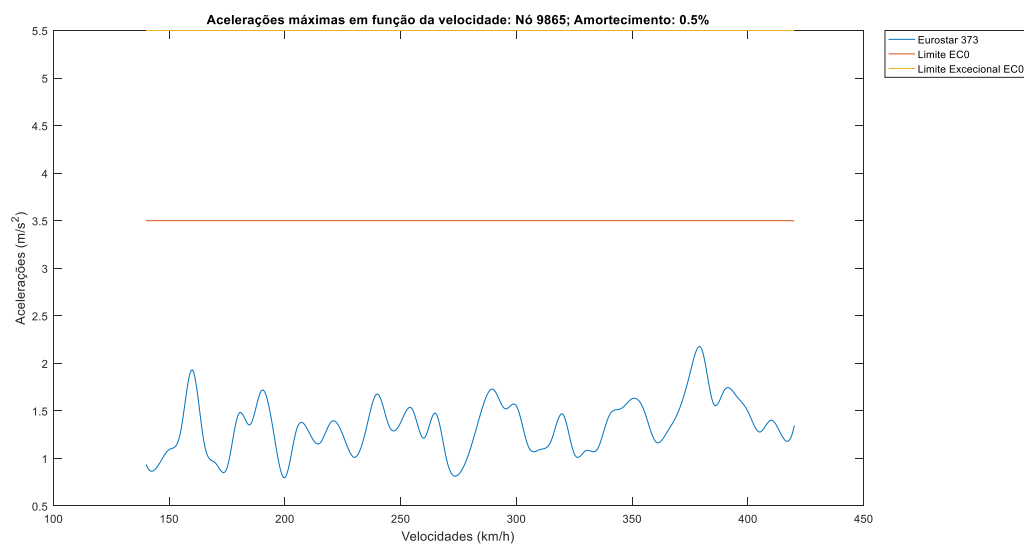


Fig. 4.21. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Eurostar 373

Na Figura 4.22. está representada a passagem do comboio X 2000. As acelerações máximas neste comboio atingem-se para a velocidade de circulação de 400 km/h, sendo o valor da aceleração de 3,776 m/s². As acelerações do X 2000 ultrapassam o limite regulamentar de 3,5 m/s² na gama de velocidades compreendida entre os 395 e os 405 km/h, aproximadamente. Este é o primeiro comboio que ultrapassa o primeiro limite regulamentar. Para a sua velocidade típica de circulação de 200 km/h, o respetivo valor de aceleração máxima é de 1,755 m/s². Apesar da grande variação do espectro de acelerações máximas, a maior variação ocorre para uma velocidade próxima dos 400 km/h.

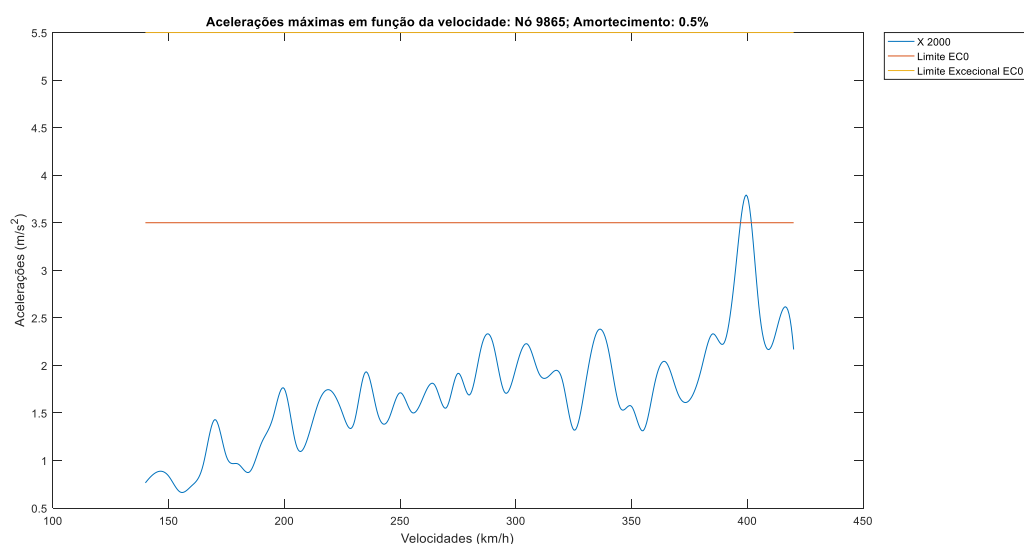


Fig. 4.22. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio X 2000

Na Figura 4.23. está representada a passagem do comboio TGV Atlantique. Apesar de haver muitos picos de aceleração elevados, a aceleração máxima para este comboio ocorre a uma velocidade na ordem dos 290 km/h para uma aceleração de 2,997 m/s². O espectro de acelerações deste comboio mostra uma grande variação na sua totalidade, mas sempre abaixo do limite regulamentar da EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005). Para uma velocidade típica de circulação de 400 km/h, a aceleração toma o valor de 2,365 m/s², valor este inferior ao regulamentar.

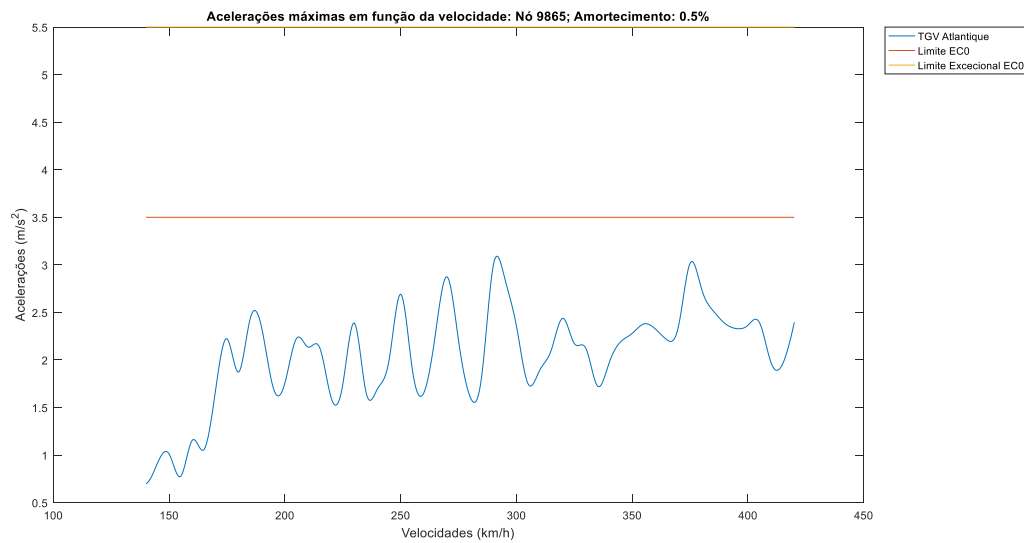


Fig. 4.23. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio TGV Atlantique

Na Figura 4.24. está representada a passagem do comboio Virgin. Neste comboio, a aceleração máxima é de $4,564 \text{ m/s}^2$ para uma velocidade de circulação de 225 km/h, correspondente à velocidade típica de circulação. Relativamente ao espectro de acelerações máximas, denota-se que existem variações bruscas nas acelerações máximas, existindo quatro grandes picos de acelerações ao longo do espectro. Estes picos encontram-se acima do limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$. De reparar que é o segundo comboio a ultrapassar os limites regulamentares.

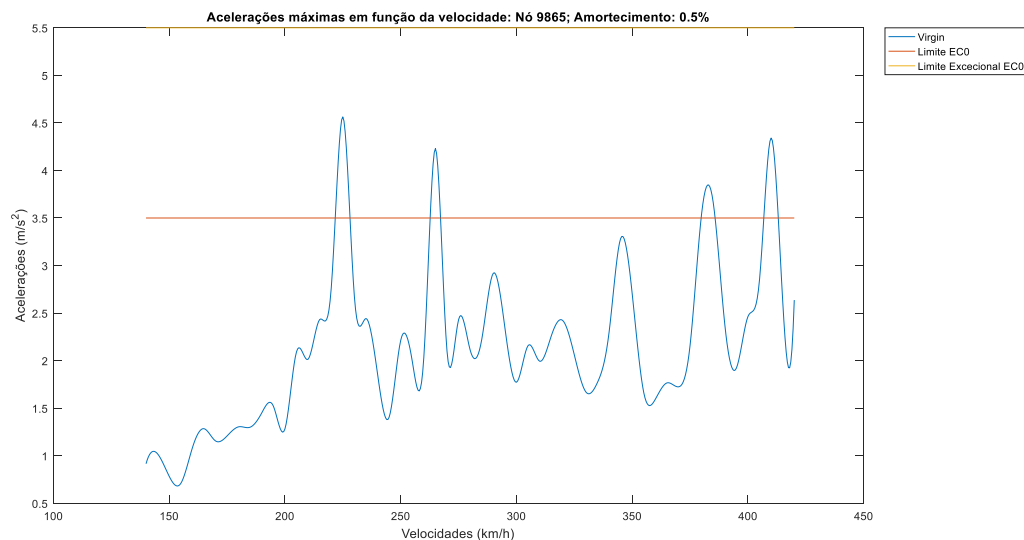


Fig. 4.24. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio Virgin

Na Figura 4.25. está representada a passagem do comboio ICE 2. A aceleração máxima neste comboio é atingida para a velocidade de circulação de 385 km/h, tomando um valor de $3,952 \text{ m/s}^2$. Na gama de velocidades entre os 380 e os 390 km/h, aproximadamente, os valores de aceleração ultrapassam o limite

regulamente de $3,5 \text{ m/s}^2$ presente na EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005). Para a velocidade típica de circulação, que se encontra nos 330 km/h , a aceleração máxima corresponde a $2,083 \text{ m/s}^2$, abaixo dos limites regulamentares. Nota-se uma variação muito significativa das acelerações, principalmente na gama de velocidades em que se atinge a aceleração máxima. Este é o terceiro comboio a ultrapassar os limites regulamentares.

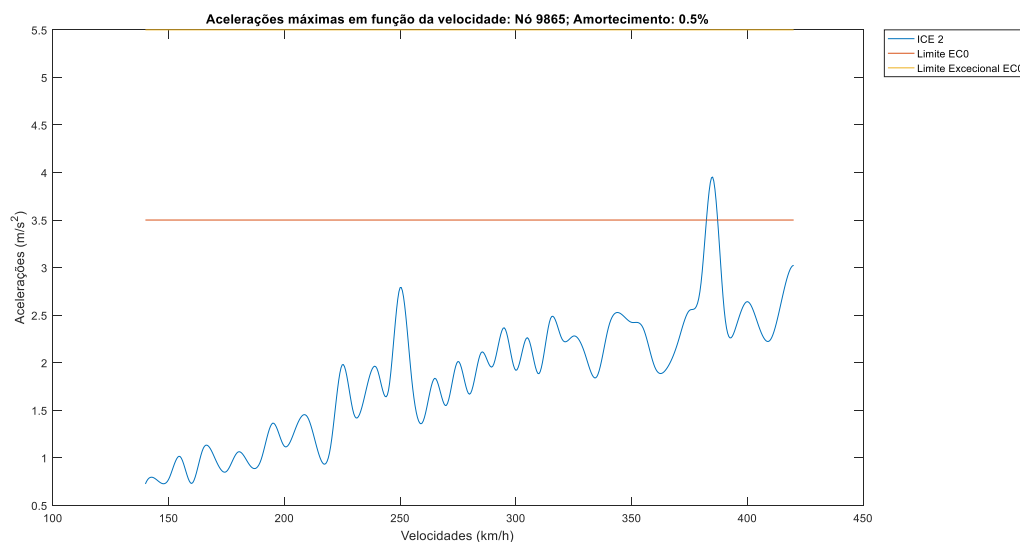


Fig. 4.25. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio ICE 2

Na Figura 4.26. está representada a passagem do comboio ETR-Y-500. O pico máximo de acelerações neste veículo ocorre quando a velocidade de circulação atinge os 380 km/h , tomando o valor de $3,548 \text{ m/s}^2$. A resposta deste comboio sofre uma certa variação em todo o seu espetro. Repara-se que só existe um pico que não cumpre o limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$, correspondente à aceleração máxima atingida neste comboio. Para a velocidade típica de circulação do comboio, que se situa nos 300 km/h , verifica-se que a aceleração máxima atinge o valor de $1,959 \text{ m/s}^2$. Este é o quarto comboio a ultrapassar os limites regulamentares.

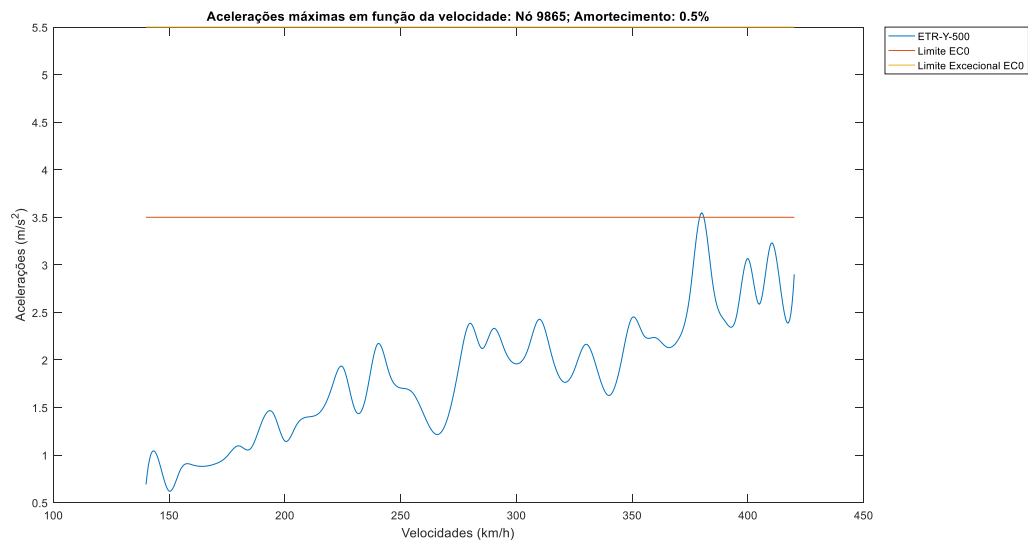


Fig. 4.26. – Acelerações máximas a meio vão e no nó central relativamente ao comboio ETR-Y-500

Tal como é possível constatar na Figura 4.27., verifica-se que os comboios que agravam mais a resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações máximas são X 2000, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500.

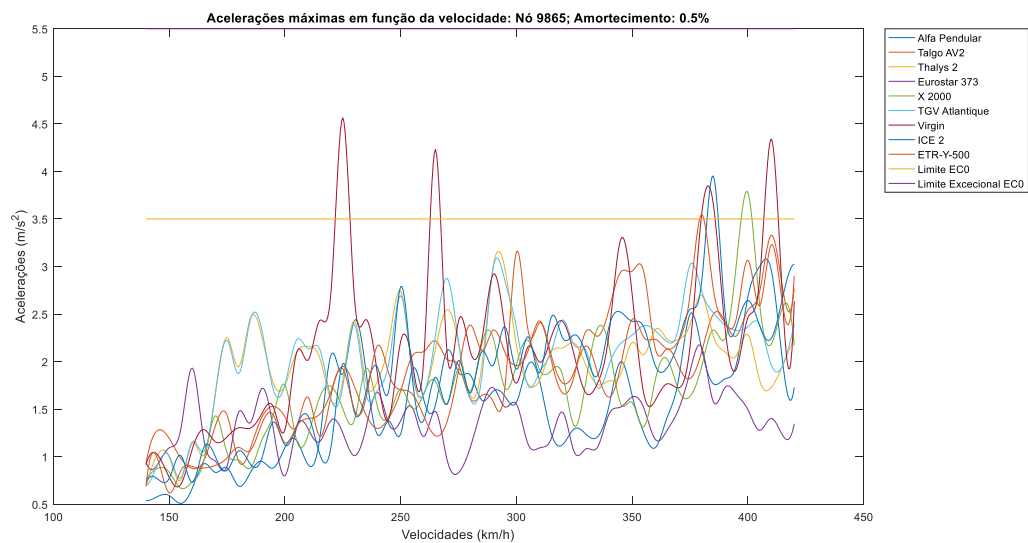


Fig. 4.27. – Comparação das acelerações máximas provocadas por cada comboio

No Quadro 4.5. está indicada a velocidade mais baixa (v_{lim}) que ultrapassa o limite de 3,5 m/s^2 dos comboios de alta velocidade analisados.

Quadro 4.5. – Velocidade mínima que ultrapassa a aceleração de $3,5 \text{ m/s}^2$

Comboio	V_{lim} (km/h)
Alfa Pendular	Não é ultrapassado
Talgo AV2	Não é ultrapassado
Thalys 2	Não é ultrapassado
Eurostar 373	Não é ultrapassado
X 2000	395
TGV Atlantique	Não é ultrapassado
Virgin	220
ICE 2	380
ETR-Y-500	375

Com a análise do Quadro 4.5., verifica-se que todos os comboios, exceto o X 2000, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500, não ultrapassam a aceleração vertical máxima do tabuleiro de $3,5 \text{ m/s}^2$. Uma nota para o facto de o comboio Virgin ultrapassar o valor da aceleração para uma velocidade de 220 km/h, enquanto que os outros três comboios ultrapassam na mesma gama de velocidades, situada entre os 375 e os 395 km/h.

Uma característica comum a todas as respostas dos comboios mais gravosos é a diferença na resposta dinâmica da estrutura perante a variação da velocidade de circulação. Em algumas situações, o viaduto pode apresentar cenários de ressonância, levando à amplificação dinâmica da estrutura.

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.29. e 4.30. dizem respeito ao comboio Alfa Pendular à velocidade de circulação no viaduto em estudo (220 km/h). Os dados apresentados mostram a evolução das acelerações quando o viaduto está sujeito à passagem do comboio nas condições reais de circulação.

Na Figura 4.29. está representada a evolução temporal do valor das acelerações no nó central a meio vão da via balastrada do comboio Alfa Pendular, relativamente à sua velocidade típica de circulação de 220 km/h, para um amortecimento da estrutura de 0,5%. A aceleração máxima atinge-se aproximadamente aos 2 s (2000 ms), estando a partir desse instante em vibração livre. Este comboio não atinge o limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$ aquando da passagem à velocidade de 220 km/h.

Os mapas de acelerações que irão ser ilustrados ao longo deste documento correspondem à zona da laje do tabuleiro que se encontra por baixo da via balastrada, como se pode verificar na Figura 4.28..

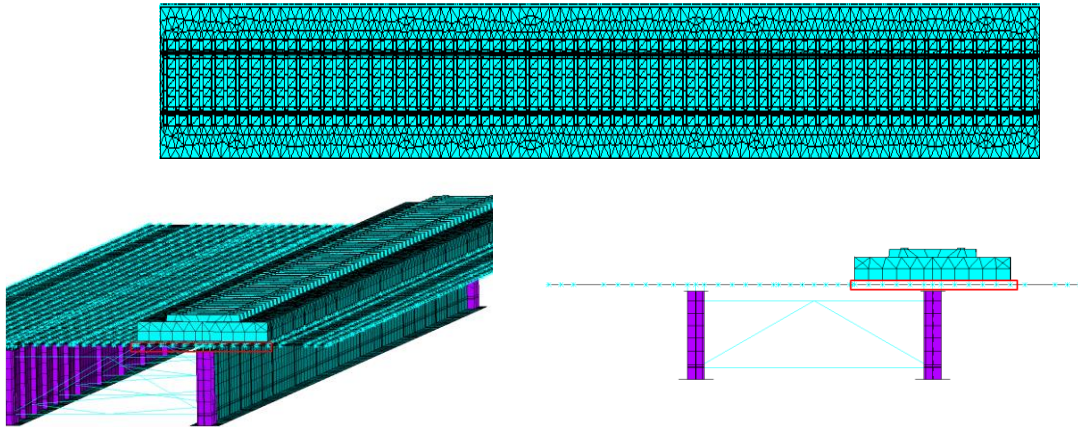


Fig. 4.28. – Zona da laje do tabuleiro em análise

Na Figura 4.30. apresenta-se o mapa de acelerações na via respetivo ao comboio Alfa Pendular à velocidade de 220 km/h, aos 2057 ms (instante em que atinge a aceleração máxima no nó central). Analisando a figura, repara-se que a aceleração máxima é atingida no centro da via balastrada, no instante de tempo referido, sendo o valor da aceleração nesse local à volta dos 3 m/s². Este valor é próximo do valor do nó central da via (igual a 2,998 m/s²), não ultrapassando os limites regulamentares.

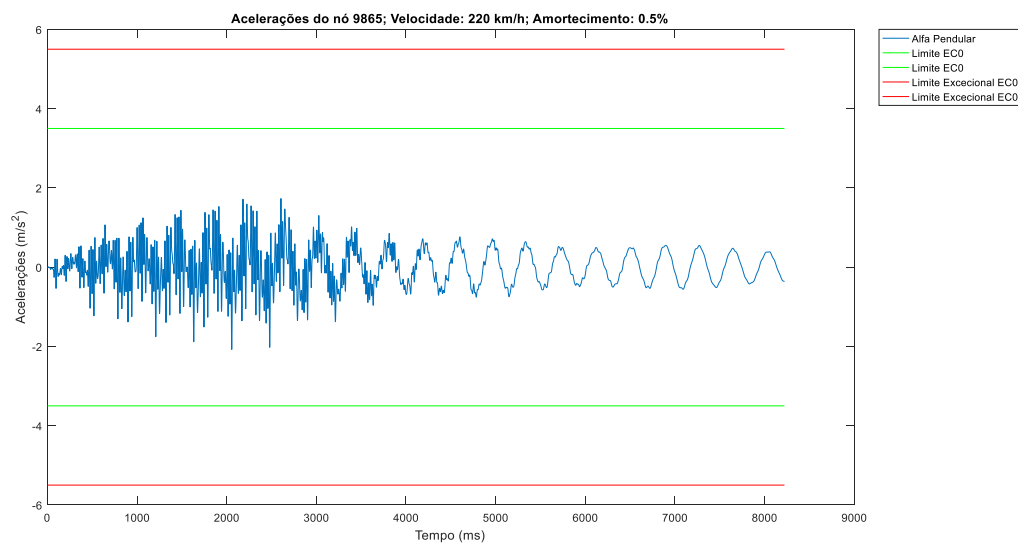


Fig. 4.29. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio Alfa Pendular à velocidade de 220 km/h

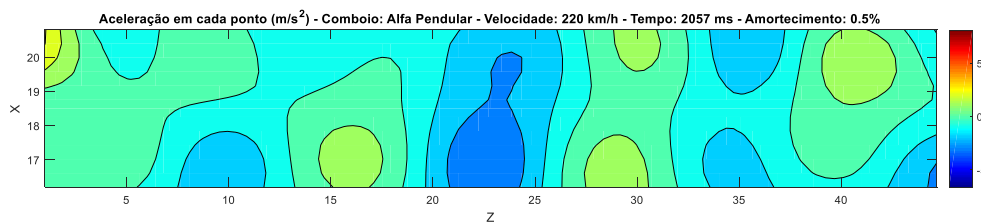


Fig. 4.30. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio Alfa Pendular, a uma velocidade de 220 km/h, no instante de tempo igual a 2,057 s

Nas Figuras 4.31., 4.33, 4.35. e 4.37. apresentam-se a evolução temporal do valor das acelerações no nó central a meio vão da zona da via balastrada, para um amortecimento da estrutura de 0,5% e para as velocidades de circulação que levam ao pico de acelerações máximas de cada comboio Alfa Pendular, X 2000, Virgin, ICE 2 e ETR-Y-500, respetivamente. Apesar do Alfa Pendular não ser dos comboios mais críticos (visto que não ultrapassa limites regulamentares), vai ser analisado com mais pormenor ao longo do documento, visto que é o único comboio que realmente circula no viaduto em questão, interessando assim saber a resposta dinâmica deste veículo quando sujeito a modificação de vários parâmetros da estrutura.

Após o cálculo da evolução temporal das acelerações para cada comboio, procedeu-se ao cálculo dos mapas de acelerações para cada ponto, relativamente ao instante de tempo e velocidade críticos de cada comboio. Para isso, para o instante de tempo e velocidade que levou à aceleração máxima em cada comboio, calcularam-se as acelerações em cada ponto da via, para o mesmo instante e velocidade. A escala de cores em cada mapa foi calculada verificando quais eram as acelerações máximas positivas e negativas em todos os instantes temporais de cada ponto, para cada comboio, vindo posteriormente qual era o máximo positivo e o máximo negativo de todos os pontos.

Nas Figuras 4.32., 4.34., 4.36., 4.38. ilustram-se os mapas de acelerações para todos os pontos da via balastrada, para a velocidade de circulação e para o instante de tempo que levam à aceleração máxima no nó central, igualmente para um amortecimento da estrutura de 0,5% e para os comboios Alfa Pendular, X 2000, Virgin, ICE 2 e ETR-Y-500, respetivamente. Como se pode ver em algumas destas figuras, nem sempre o nó central é o ponto mais crítico em termos de acelerações, podendo haver acelerações mais relevantes em outros pontos da via.

Na Figura 4.31. apresenta-se a evolução temporal do comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h. Este comboio atinge a sua aceleração máxima no nó central aproximadamente aos 1,5 s (1500 ms), estando a estrutura a partir desse ponto em vibração livre. Como foi referido atrás, este comboio não atinge os 3,5 m/s² durante a passagem do mesmo e em vibração livre.

Na Figura 4.32. apresenta-se o mapa de acelerações na via respetivo ao comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h, aos 1519 ms (instante em que atinge a aceleração máxima no nó central). Com a análise da figura, verifica-se que o nó na qual a aceleração é máxima, no instante de tempo referido, localiza-se na extremidade da via, atingindo um valor entre os 14 e os 15 m/s². Este valor é bastante mais elevado relativamente ao nó central da via (igual a 2,998 m/s²), ultrapassando bastante os limites regulamentares. Este valor elevado pode dever-se ao facto de ser um nó de extremidade, estando, portanto, sujeito a acelerações maiores. Repara-se também que o lado direito da via (zona mais superior na figura) encontra-se sujeita a acelerações maiores, relativamente ao lado esquerdo.

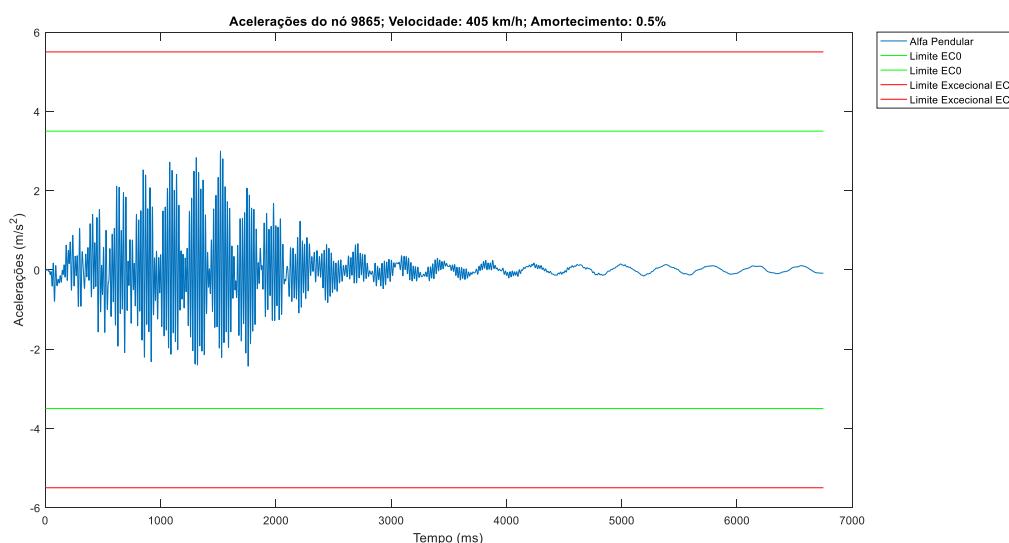


Fig. 4.31. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h

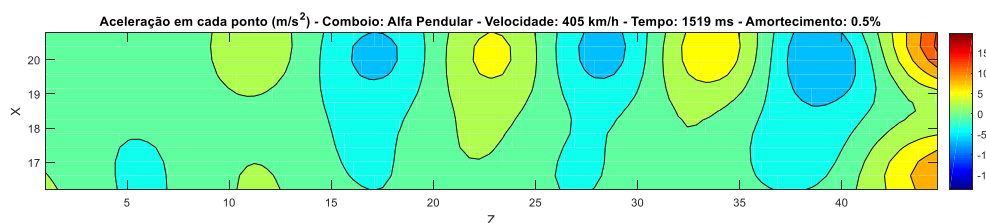


Fig. 4.32. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio Alfa Pendular, a uma velocidade de 405 km/h, no instante de tempo igual a 1,519 s

Na Figura 4.33. apresenta-se a evolução temporal do comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h. Este comboio atinge a sua aceleração máxima no nó central aproximadamente aos 4 s (4000 ms), estando a estrutura a partir desse ponto em vibração livre. Verifica-se que este comboio, neste instante de tempo, atinge um valor de acelerações superior a $3,5 \text{ m/s}^2$, como indicado na EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005). Porém, numa análise mais detalhada do gráfico da figura, verifica-se que este limite é ultrapassado pontualmente no tempo, estando acima do limite menos de 5 ms (0,005 s) ao longo da sua evolução temporal.

Na Figura 4.34. apresenta-se o mapa de acelerações na via respetivo ao comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h, aos 1421 ms (instante em que atinge a aceleração máxima no nó central). Com a análise da figura, verifica-se que o nó na qual a aceleração é máxima, no instante de tempo referido, localiza-se numa extremidade da via, atingindo um valor compreendido entre os 10 e os 11 m/s^2 . Este valor é bastante mais elevado relativamente ao nó central da via (igual a $3,776 \text{ m/s}^2$), ultrapassando bastante os limites regulamentares. Mais uma vez, este valor elevado pode dever-se ao facto de ser um nó de extremidade, estando, portanto, sujeito a acelerações maiores.

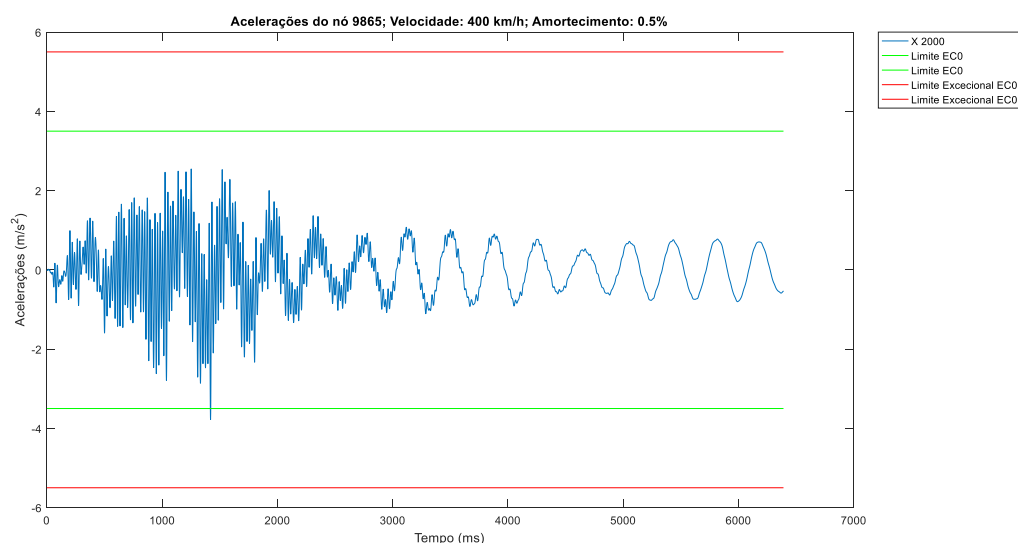


Fig. 4.33. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h

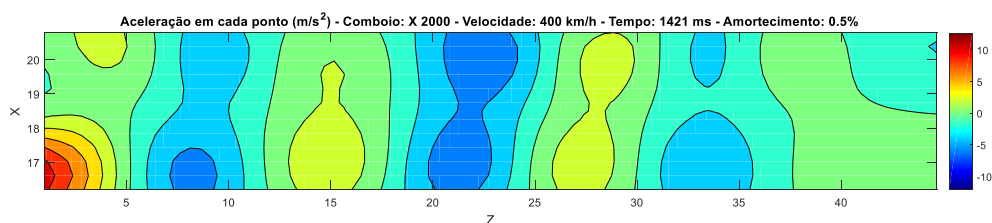


Fig. 4.34. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio X 2000, a uma velocidade de 400 km/h, no instante de tempo igual a 1,421 s

Na Figura 4.35. apresenta-se a evolução temporal do comboio Virgin à velocidade de 225 km/h. Este comboio atinge a sua aceleração máxima no nó central aproximadamente aos 4 s (4000 ms), estando a estrutura a partir desse ponto em vibração livre. Pela observação do gráfico verifica-se que existe um caso de ressonância na estrutura durante a passagem deste comboio à velocidade referida atrás, pois existe uma amplificação dinâmica das acelerações até praticamente ao instante que entra em vibração livre. Entre os 2 s e os 5 s, o comboio apresenta-se sempre com acelerações superiores a $3,5 \text{ m/s}^2$, acima do limite regulamentar.

Na Figura 4.36. é apresentado o mapa de acelerações na via do comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h, coincidente com a sua velocidade típica de circulação, para o instante de tempo em que atinge a aceleração máxima no nó central igual a 3873 ms. Para o instante temporal referido, a aceleração máxima ocorre mais uma vez nas extremidades da via, mas neste caso particular, no lado esquerdo (parte inferior da figura) da via. O valor das acelerações nessas extremidades situa-se num intervalo entre os 8 e os 10 m/s^2 , acima do limite regulamentar indicado pela EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005).

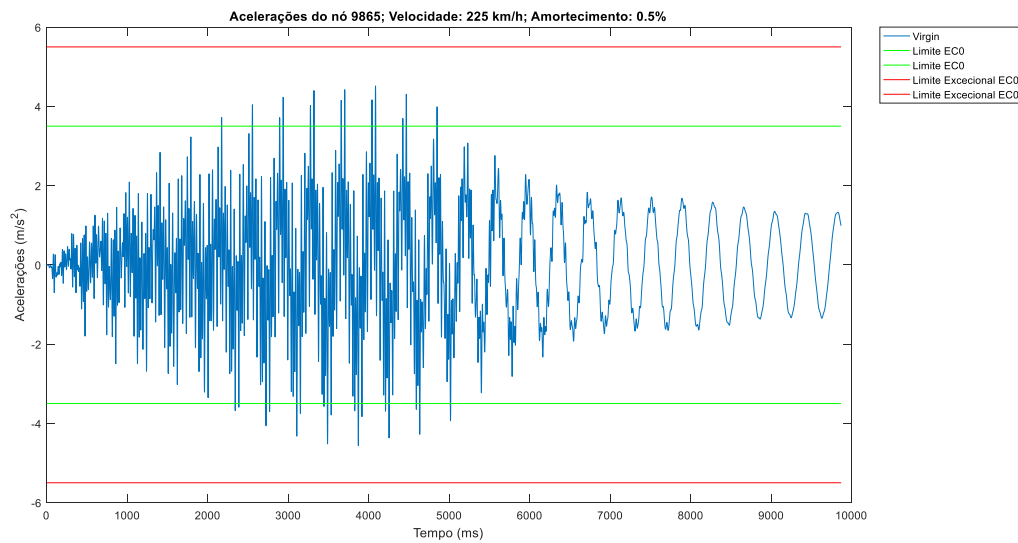


Fig. 4.35. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio Virgin à velocidade de 225 km/h

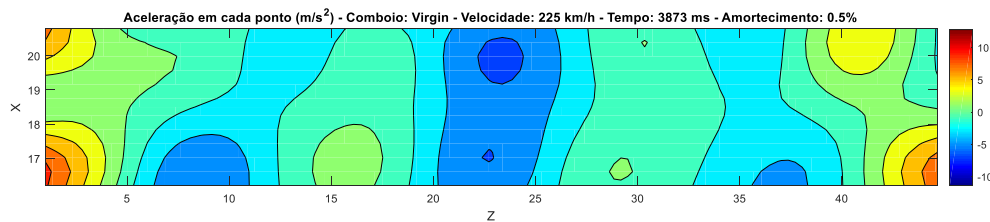


Fig. 4.36. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio Virgin, a uma velocidade de 225 km/h, no instante de tempo igual a 3,873 s

Na Figura 4.37. apresenta-se a evolução temporal do comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h. Este comboio atinge a sua aceleração máxima no nó central aproximadamente aos 3 s (3000 ms), estando a estrutura a partir desse ponto em vibração livre. Verifica-se que este comboio apresenta alguns picos pontuais superiores ao limite de $3,5 \text{ m/s}^2$, porém este valor é ultrapassado em menos de 5 ms ao longo do tempo.

Na Figura 4.38. evidencia-se o mapa de acelerações do comboio ICE 2, à velocidade de 385 km/h, para o instante de tempo igual a 2882 ms, na qual atinge a aceleração máxima no nó central. Com a análise da figura, repara-se que as acelerações máximas, neste instante de tempo, são atingidas na extremidade esquerda da via, num só canto (neste caso, na parte inferior da figura, no canto esquerdo), atingindo um valor próximo dos 6 m/s^2 , ultrapassando ligeiramente os limites regulamentares. Este valor é ligeiramente superior ao verificado na aceleração máxima no nó central (que é $3,952 \text{ m/s}^2$). Verifica-se também que neste comboio a gama de acelerações não sofre tanta variação relativamente a outros comboios analisados.

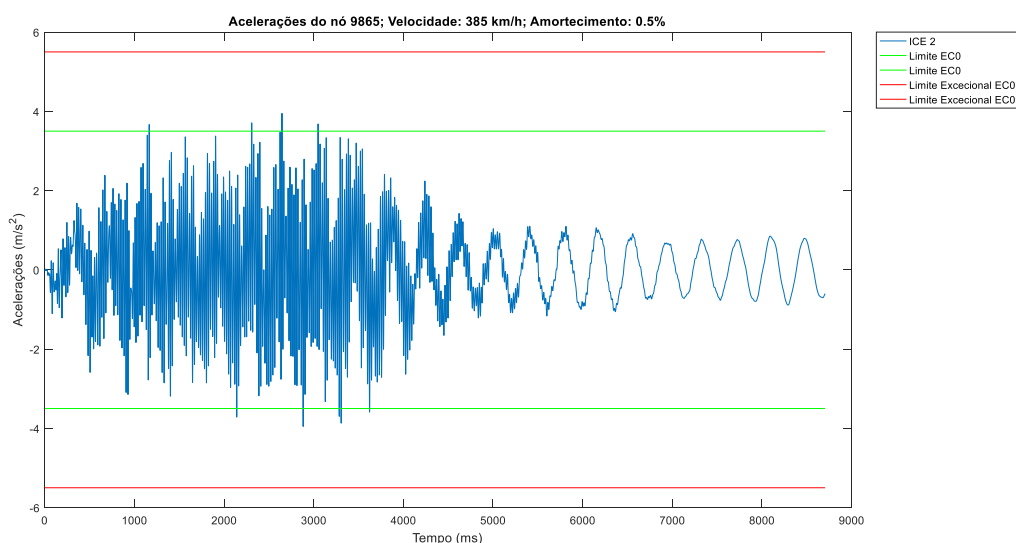


Fig. 4.37. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h

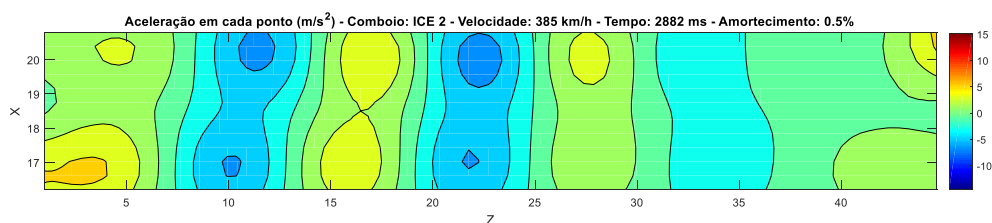


Fig. 4.38. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio ICE 2, a uma velocidade de 385 km/h, no instante de tempo igual a 2,882 s

Na Figura 4.39. apresenta-se a evolução temporal do comboio ETR-Y-500 à velocidade de 380 km/h. Este comboio atinge a sua aceleração máxima no nó central aproximadamente aos 3 s (3000 ms), estando a estrutura a partir desse ponto em vibração livre. Este comboio ultrapassa ligeiramente o limite regulamentar quando atinge a sua aceleração máxima, sendo este um caso pontual que dura menos de 2 ms.

Na Figura 4.40. encontra-se representado o mapa de acelerações do comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h, para o instante de tempo em que atinge a aceleração máxima no nó central igual a 2994 ms. Para esse instante de tempo, visualiza-se que a aceleração máxima atingida por este comboio é mais uma vez nas extremidades da via, na sua região mais à esquerda (parte inferior da figura), alcançando valores entre os 5 e os 9 m/s², ligeiramente maiores que os limites regulamentares. Nota-se também uma aceleração na ordem dos 5 m/s² num ponto mais central da via.

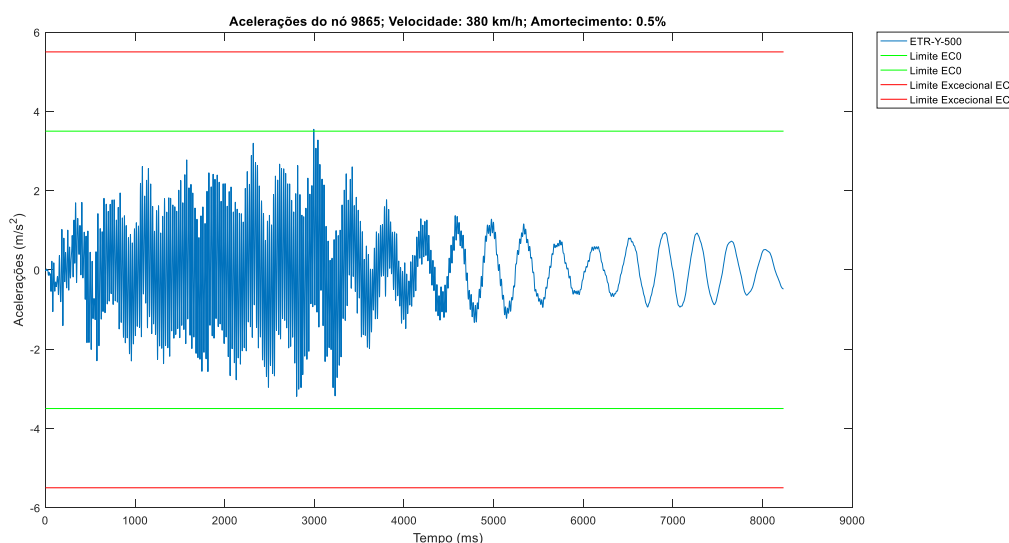


Fig. 4.39. – Evolução temporal da aceleração provocada pelo comboio ETR-Y-500 à velocidade de 380 km/h

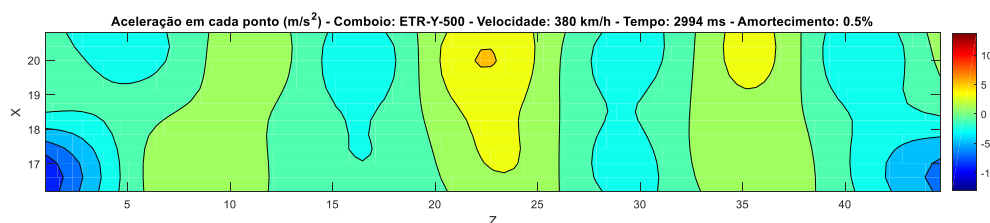


Fig. 4.40. – Mapa de acelerações na via provocada pelo comboio ETR-Y-500, a uma velocidade de 380 km/h, no instante de tempo igual a 2,994 s

Com base nos gráficos de evoluções temporais acima representados, verifica-se que o Virgin é o comboio que leva a que mais picos de acelerações acima dos $3,5 \text{ m/s}^2$ sejam atingidos. Verifica-se também que é o comboio que demonstra que haja um caso de ressonância na estrutura durante a passagem a uma velocidade de 225 km/h, levando a situações de amplificação dinâmica. Verificar-se-á que neste comboio um ou mais modos de vibração terão uma participação mais significativa na resposta da estrutura que os restantes. Nestes casos, a frequência de excitação harmónica provocada pela passagem do comboio à velocidade típica de circulação, estará próxima de uma das frequências naturais da estrutura, ou até mesmo de um harmónico ou subarmónico.

Com base nos mapas acima ilustrados, verifica-se que a passagem do Alfa Pendular a uma velocidade de 405 km/h leva a grandes amplitudes no valor das acelerações, alcançando valores próximos dos 15 m/s^2 . Já a maior diferença entre acelerações negativas e positivas regista-se no comboio Virgin quando circula à velocidade de 225 km/h.

Na Figura 4.41. representa-se o mapa de acelerações máximas para o comboio Alfa Pendular para todos os pontos da via balastrada, para a velocidade de circulação real no viaduto e para um amortecimento da estrutura de 0,5%. Verificando a figura, repara-se que os nós de extremidade são os que têm valores de aceleração mais elevados (por volta dos 6 e os 8 m/s^2), ligeiramente superiores aos regulamentares, sendo que os valores mais baixos de aceleração se encontram na zona central da via balastrada. À

exceção das extremidades da via, verifica-se que não existem pontos que ultrapassem a aceleração regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$, sendo que os pontos que possuem uma aceleração mais elevada (azul claro) são muito localizados.

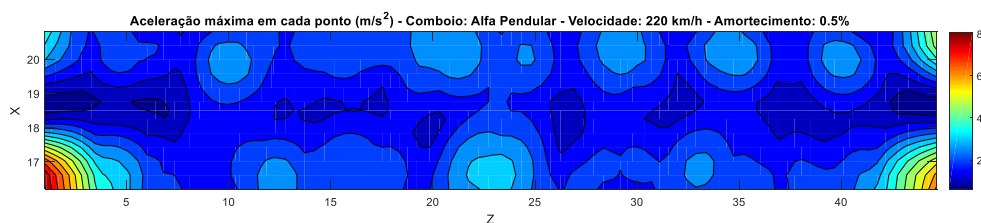


Fig. 4.41. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 220 km/h

Nas Figuras 4.42. a 4.46. ilustram-se os mapas de acelerações máximas para todos os pontos da via balastrada, para a velocidade de circulação que leva à aceleração máxima no nó central., para um amortecimento da estrutura de 0,5% e para os comboios Alfa Pendular, X 2000, Virgin; ICE 2 e ETR-Y-500, respetivamente. Como se pode verificar em alguns comboios, existem pontos onde as acelerações máximas na via variam bastante de ponto para ponto para uma determinada velocidade de circulação do comboio. Nota-se também que nem sempre o ponto central da via é o mais crítico em relação às acelerações máximas.

Para o cálculo dos mapas de acelerações máximas dos comboios para as velocidades críticas de cada um, verificou-se para cada ponto qual era a máxima aceleração em todos os instantes de tempo, em cada comboio, estando representado esse valor em módulo. A escala de cores representa as acelerações mínima e máxima, em módulo, quando o comboio circula à velocidade indicada.

Na Figura 4.42. está representado o mapa de acelerações máximas para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h. Olhando para a figura, verifica-se que os nós de extremidade são os que têm valores de aceleração mais elevados (entre os 14 e os 20 m/s^2), bastante superiores aos regulamentares. Verifica-se também que existem grandes diferenças de acelerações máximas ao longo da via, sendo que as acelerações mais baixas se atingem na zona central. Percebe-se também com a análise da figura que o lado direito da via é uma zona mais sujeita a acelerações maiores, relativamente ao lado esquerdo, para a passagem do Alfa Pendular. À exceção das extremidades da via, verifica-se que nos pontos onde estão localizados os carris, a aceleração regulamentar é ultrapassada, atingindo valores máximos na ordem dos 8 m/s^2 e valores mínimos de 4 m/s^2 . Já na faixa entre os carris a aceleração situa-se sempre abaixo dos $3,5 \text{ m/s}^2$.

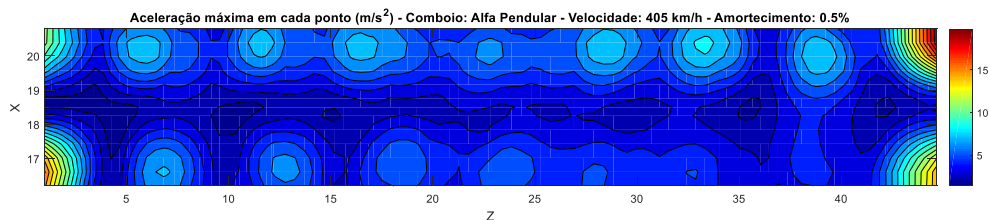


Fig. 4.42. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h

Na Figura 4.43. está representado o mapa de acelerações máximas para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h. Visualizando o mapa de cores, verifica-se que as acelerações máximas ocorrem nas extremidades da via, sendo mais gravosas no lado esquerdo (parte inferior da figura), atingindo valores

compreendidos entre os 11 e os 12 m/s^2 , superiores aos limites regulamentares. Verifica-se também que a faixa central da via é a que apresenta valores de aceleração menores. À exceção das extremidades da via, verifica-se que existem vários pontos que ultrapassem a aceleração regulamentar de 3,5 m/s^2 , abrangendo uma grande área da via, sendo que os a área correspondente aos pontos que possuem uma aceleração inferior aos 3,5 m/s^2 (azul escuro) é relativamente pequena.

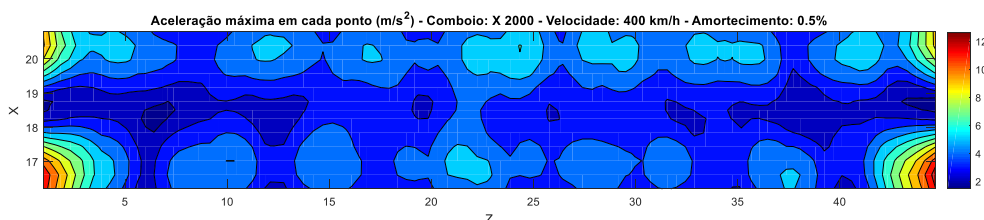


Fig. 4.43. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h

Na Figura 4.44. mostra-se o mapa de acelerações máximas para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h. Tendo em atenção a figura, repara-se que as acelerações máximas ocorrem nas extremidades da via sendo a zona mais gravosa a que se encontra no lado esquerdo da via (parte inferior da figura). Os valores de aceleração nestes locais encontram-se na gama entre os 11 e os 13 m/s^2 . Mais uma vez, a zona central da via tende a ser sujeita a valores de aceleração relativamente menores. À exceção das extremidades, a zona em consola (em cima na figura), é aquela que apresenta acelerações superiores a 3,5 m/s^2 , em locais pontuais da via, sendo que no lado esquerdo da via (em baixo na figura), existem três pontos relevantes acima dos 3,5 m/s^2 .

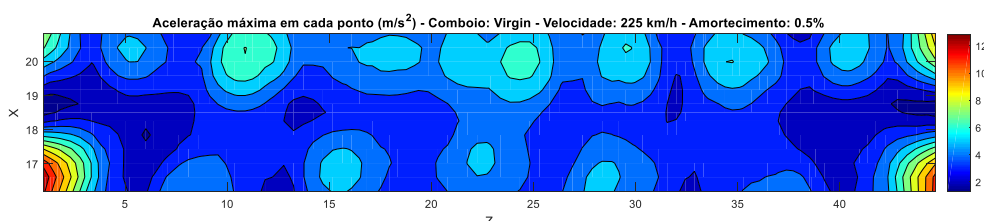


Fig. 4.44. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h

Na Figura 4.45. encontra-se representado o mapa de acelerações máximas para o comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h. Atendendo à figura verifica-se que os locais de extremidade estão sujeitos a acelerações maiores, comparativamente com o resto da via, atingindo valores na ordem dos 15 m/s^2 , valor bastante superior aos limites regulamentares. Repara-se também que a região mais central da via está sujeita a acelerações menores, havendo uma diferença significativa comparativamente aos locais de extremidade. Verifica-se ainda que o lado sujeito a acelerações maiores é o lado direito da via (parte superior da figura). À exceção das extremidades, a zona em consola é (em cima na figura) é aquela que apresenta acelerações superiores a 3,5 m/s^2 , sendo em locais pontuais, estando o resto da via com acelerações inferiores a 3,5 m/s^2 .

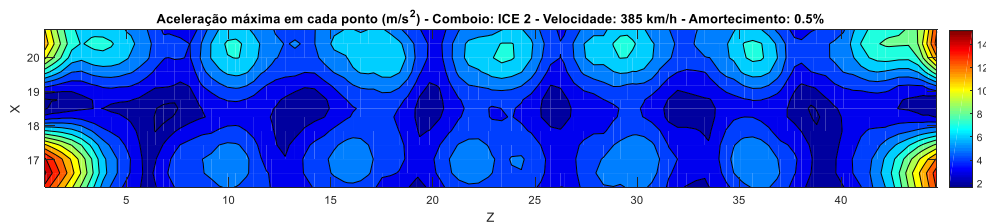


Fig. 4.45. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h

Na Figura 4.46. encontram-se representado o mapa de acelerações máximas para o comboio ETR-Y-500, para a velocidade de 380 km/h. Na figura, verifica-se que as maiores acelerações registam-se nas extremidades da via, do respetivo lado esquerdo (parte inferior da figura), com valores compreendidos entre os 11 e os 14 m/s^2 . A região central é aquela que apresenta as menores acelerações. Pode-se verificar também que existe um agravamento geral das acelerações no lado direito da via, apesar dos picos se encontram no lado esquerdo. À exceção das extremidades, as acelerações superiores a 3,5 m/s^2 são pontuais, havendo à volta desses pontos uma rápida diminuição das acelerações, sendo atingido acelerações inferiores a 3,5 m/s^2 à volta desses pontos.

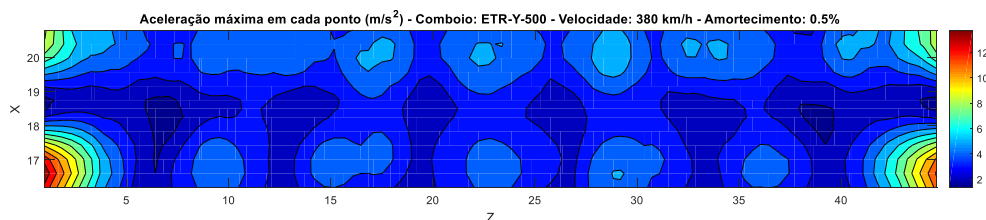


Fig. 4.46. – Mapa de acelerações máximas na via para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 380 km/h

Das Figuras 4.42. a 4.46. pode-se concluir que os comboios que alcançam maiores acelerações ao longo da via são o Alfa Pendular e o ICE 2, sendo que estas acelerações situam-se sempre nas extremidades. Verificam-se também que nos mapas dos comboios analisados existem sempre pontos que ultrapassam os limites regulamentares, estando em alguns pontos, e em certos comboios, sujeito a acelerações ainda bastante superiores aos limites regulamentares da EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005). Verifica-se também uma característica comum a todos os comboios que é o facto de as acelerações serem superiores na zona da via que se encontra imediatamente em baixo dos carris, sendo menores na zona entre carris. Por fim, o comboio que atinge acelerações maiores ao longo da via, quando se tem em exceção as extremidades, é o Virgin.

5

ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO

5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo destina-se a aprofundar o que foi realizado no capítulo anterior, efetuando uma análise da influência de vários parâmetros na resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações. Os parâmetros em análise serão o amortecimento e a espessura da laje, visualizando de que forma contribuem para a resposta dinâmica. Especial importância será dada a situações de ressonância da estrutura, avaliando para que condições ocorrem amplificações dinâmicas, tendo em conta a passagem dos comboios a diferentes velocidades.

Os comboios a serem analisados são os comboios críticos referidos no capítulo anterior, X 2000, Virgin, ICE 2 e ETR-Y-500. A análise será estendida também para o Alfa Pendular, pois é o único comboio que atravessa realmente o viaduto em questão.

Para as análises efetuadas realizaram-se dois modelos para a análise dos diferentes parâmetros, que dizem respeito à influência da espessura da laje. Para o estudo da ressonância e do amortecimento da estrutura, teve-se em conta o modelo de base referido no Capítulo 4, tendo havido alteração somente no cálculo das matrizes de coordenadas modais referentes à análise do amortecimento que serão descritas mais à frente.

5.2. RESSONÂNCIA DA ESTRUTURA

Como já se verificou no capítulo anterior, existem várias situações em que a estrutura poderá entrar em ressonância, levando a cenários de amplificação dinâmica. A resposta variada das acelerações de um mesmo comboio quando circula a velocidades diferentes leva a que estes fenómenos tenham maior relevância, visto que a distância entre eixos e as cargas em cada eixo de cada comboio não se alteram.

Este tipo de problema depende tanto das características do viaduto como das características do comboio, mais precisamente, do carregamento deste. Faz sentido então tentar corresponder as frequências do carregamento de cada veículo às frequências naturais da estrutura. Quanto mais próximo for a frequência de passagem dos eixos de um dado comboio da frequência natural da estrutura, maior o efeito da amplificação dinâmica, que justificam os picos detetados na resposta que traduz a evolução das acelerações máximas ao longo das velocidades de circulação dos comboios.

Neste capítulo pretende-se saber quais os modos que apresentam uma maior contribuição para o aumento das acelerações máximas a uma dada velocidade, verificando qual a frequência associada a esse modo e a respetiva deformada da estrutura.

Para esta análise recorrem-se a gráficos que traduzem a aceleração máxima em função dos modos de vibração da estrutura. Estes gráficos terão em conta as velocidades de circulação vizinhas à velocidade de circulação que leva aos picos de acelerações máximas para o nó central da laje que se encontra na zona da via balastrada. Todas as análises desta secção foram realizadas para um amortecimento da estrutura equivalente ao mínimo regulamentar da EN1990-Annex A2 (EN1990 - Annex A2, 2005), com o valor de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura.

Para a obtenção dos gráficos recorreu-se ao cálculo das coordenadas modais Y_j de cada um dos comboios mais críticos que foram detetados no Capítulo 4, para as velocidades de circulação mais relevantes. Assim tem-se um conjunto de matrizes que são independentes dos valores modais da grandeza a analisar, neste caso, a aceleração. Dispõem-se então de um conjunto de 285 matrizes de coordenadas modais referentes aos 5 comboios mais críticos e às 57 velocidades de circulação de cada veículo, sempre para um amortecimento de 0,5%. Cada uma das matrizes tem 340 colunas (referentes ao número de modos de vibração em análise) e tantas linhas quantos os incrementos de tempo necessários para completar o tempo de passagem de comboio e o tempo em vibração livre. Como os incrementos de tempo são inversamente proporcionais à velocidade, para o mesmo comboio, quanto maior for a velocidade, menor será o número de linhas da matriz de coordenadas modais para o respetivo comboio e velocidade, pelo que o cálculo iterativo é gradualmente mais rápido, na medida em que se vão percorrendo as velocidades.

Para o cálculo da aceleração máxima para cada velocidade ao longo dos modos de vibração, multiplicam-se as matrizes de coordenadas modais pelo vetor coluna que contem os respetivos deslocamentos modais. Obtem-se assim a evolução temporal dos deslocamentos para cada velocidade de circulação. Para a contribuição do primeiro modo, multiplica-se a primeira coluna das coordenadas modais pelo primeiro valor dos deslocamentos modais; para a contribuição dos dois primeiros modos, multiplicam-se as duas primeiras colunas de coordenadas modais pelas duas primeiras linhas do vetor dos deslocamentos modais, e assim sucessivamente. Para a obtenção das acelerações calcula-se a segunda derivada dos respetivos deslocamentos ao longo do tempo. Para o cálculo das acelerações máximas verifica-se o máximo absoluto das acelerações temporais para cada uma das velocidades de circulação em análise.

No Quadro 5.1. mencionam-se os valores das frequências de cada modo de vibração retiradas do modelo numérico.

Quadro 5.1. – Modos de vibração e respetivas frequências naturais

Modo	Freq. (Hz)	Modo	Freq. (Hz)	Modo	Freq. (Hz)	Modo	Freq. (Hz)	Modo	Freq. (Hz)
1	2,60	69	24,07	137	35,93	205	43,47	273	55,05
2	3,06	70	24,72	138	36,12	206	43,52	274	55,08
3	3,63	71	24,96	139	36,56	207	43,78	275	55,34
4	5,30	72	25,09	140	36,59	208	43,79	276	55,36

5	5,47	73	25,19	141	36,64	209	43,81	277	55,36
6	5,71	74	25,32	142	36,90	210	43,96	278	55,42
7	6,49	75	25,34	143	37,09	211	44,06	279	55,44
8	7,12	76	25,88	144	37,12	212	44,08	280	55,59
9	7,50	77	26,21	145	37,15	213	44,10	281	55,64
10	8,07	78	26,31	146	37,21	214	44,17	282	55,65
11	8,17	79	26,41	147	37,35	215	44,31	283	55,82
12	9,44	80	26,49	148	37,37	216	44,39	284	55,92
13	9,61	81	26,56	149	37,40	217	44,50	285	55,94
14	9,63	82	26,71	150	37,43	218	44,75	286	56,37
15	9,66	83	27,11	151	37,48	219	44,85	287	56,49
16	9,69	84	27,23	152	37,58	220	44,99	288	56,49
17	9,71	85	27,64	153	37,67	221	45,02	289	56,84
18	9,87	86	27,69	154	37,76	222	45,20	290	57,04
19	10,72	87	27,88	155	37,85	223	45,28	291	57,19
20	11,36	88	28,18	156	37,95	224	45,31	292	57,20
21	11,41	89	28,23	157	37,96	225	45,60	293	57,31
22	11,41	90	28,25	158	37,96	226	46,23	294	57,32
23	11,61	91	28,30	159	37,97	227	46,34	295	57,36
24	11,64	92	28,64	160	37,97	228	46,50	296	57,44
25	11,67	93	28,89	161	37,98	229	46,58	297	57,45
26	11,69	94	29,01	162	37,99	230	46,82	298	57,59
27	11,95	95	29,24	163	38,09	231	46,98	299	57,79

28	11,96	96	29,58	164	38,13	232	47,23	300	57,84
29	11,97	97	29,59	165	38,14	233	47,53	301	57,88
30	11,99	98	29,67	166	38,69	234	47,59	302	58,46
31	12,54	99	29,69	167	39,34	235	47,61	303	58,96
32	14,07	100	29,70	168	39,38	236	47,94	304	59,01
33	14,29	101	29,92	169	39,39	237	48,14	305	59,22
34	14,72	102	30,34	170	39,41	238	48,20	306	59,32
35	15,57	103	30,35	171	39,49	239	48,50	307	59,51
36	15,78	104	30,46	172	39,55	240	48,68	308	59,57
37	16,25	105	30,82	173	39,59	241	48,71	309	59,63
38	16,25	106	30,87	174	39,81	242	48,92	310	59,70
39	16,57	107	31,14	175	40,19	243	49,15	311	59,87
40	16,57	108	31,42	176	40,28	244	49,17	312	59,96
41	16,99	109	31,90	177	40,38	245	49,93	313	60,11
42	17,04	110	31,95	178	40,40	246	50,26	314	60,13
43	17,19	111	32,01	179	40,64	247	50,29	315	60,22
44	17,31	112	32,20	180	40,85	248	50,50	316	60,36
45	17,87	113	32,32	181	40,86	249	50,87	317	60,51
46	17,88	114	32,35	182	40,90	250	51,15	318	60,68
47	18,41	115	32,39	183	41,04	251	51,24	319	61,64
48	19,08	116	33,17	184	41,12	252	51,33	320	61,73
49	19,15	117	33,32	185	41,24	253	51,40	321	61,92
50	19,44	118	33,73	186	41,30	254	51,69	322	62,11

51	19,50	119	33,83	187	41,35	255	51,96	323	62,33
52	19,88	120	33,88	188	41,47	256	52,09	324	62,40
53	20,47	121	34,05	189	41,59	257	52,31	325	62,88
54	20,52	122	34,19	190	41,61	258	52,44	326	62,93
55	20,63	123	34,28	191	41,73	259	52,62	327	63,02
56	20,74	124	34,31	192	41,81	260	53,04	328	63,28
57	20,83	125	34,37	193	42,05	261	53,20	329	63,38
58	20,85	126	34,43	194	42,23	262	53,25	330	63,50
59	21,14	127	34,44	195	42,45	263	53,51	331	63,55
60	21,22	128	34,48	196	42,62	264	53,55	332	64,03
61	21,49	129	34,51	197	42,81	265	53,66	333	64,44
62	21,63	130	34,95	198	42,99	266	53,96	334	65,10
63	21,77	131	35,18	199	43,04	267	53,98	335	65,30
64	23,19	132	35,30	200	43,19	268	54,19	336	65,48
65	23,57	133	35,40	201	43,41	269	54,21	337	65,74
66	23,60	134	35,50	202	43,42	270	54,38	338	65,76
67	23,98	135	35,54	203	43,44	271	54,42	339	65,96
68	24,02	136	35,83	204	43,45	272	54,71	340	66,20

5.2.1. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS

5.2.1.1. Alfa Pendular

Na Figura 5.1. apresenta-se o gráfico de acelerações máximas em função de cada modo de vibração da estrutura do comboio Alfa Pendular, para o nó central da laje, na zona da via balastrada. Neste gráfico apresentam-se as velocidades entre os 395 e 415 km/h, intervaladas de 5 km/h. Devido à grande quantidade de gráficos semelhantes que se podem gerar, optou-se por representar estas velocidades que correspondem a velocidades vizinhas à velocidade crítica de 405 km/h, referida no Capítulo 4. Pela análise da figura nota-se a partir do modo 260 (aproximadamente 53 Hz), o cálculo das acelerações não

sofre muita variação com o acrescentar dos modos de vibração. Para a velocidade crítica de 405 km/h verifica-se o maior acréscimo de aceleração quando se considera o modo 260 (53,04 Hz). Para este modo de vibração verifica-se ainda um grande acréscimo de acelerações para as velocidades de 400 e 410 km/h. Repara-se que o modo 124 (34,31 Hz) contribui para o aumento das acelerações para as velocidades de 395, 400 e 405 km/h, enquanto que o modo 133 (35,40 Hz) é mais relevante para o aumento de acelerações para as velocidades de 410 e 415 km/h. Assinala-se também o modo 238 (48,20 Hz), relevante para o acréscimo de acelerações para todas as velocidades.

Caso se tivessem considerados os modos até ao 124, a velocidade crítica seria de 395 km/h. Já se se considerassem os modos até 238, a velocidade crítica seria de 410 km/h.

Nota-se que para a velocidade crítica de 405 km/h, os modos mais relevantes para o acréscimo de acelerações são os modos 124, 238 e 260, correspondentes às frequências da estrutura de 34,31 Hz, 48,20 Hz e 53,04 Hz, respetivamente. Verificar-se-á a seguir, através de uma Transformada Rápida de Fourier, FFT, considerando a evolução temporal das acelerações no nó em análise, que as estas frequências identificadas pelos modos são muito próximas das analisadas pela FFT.

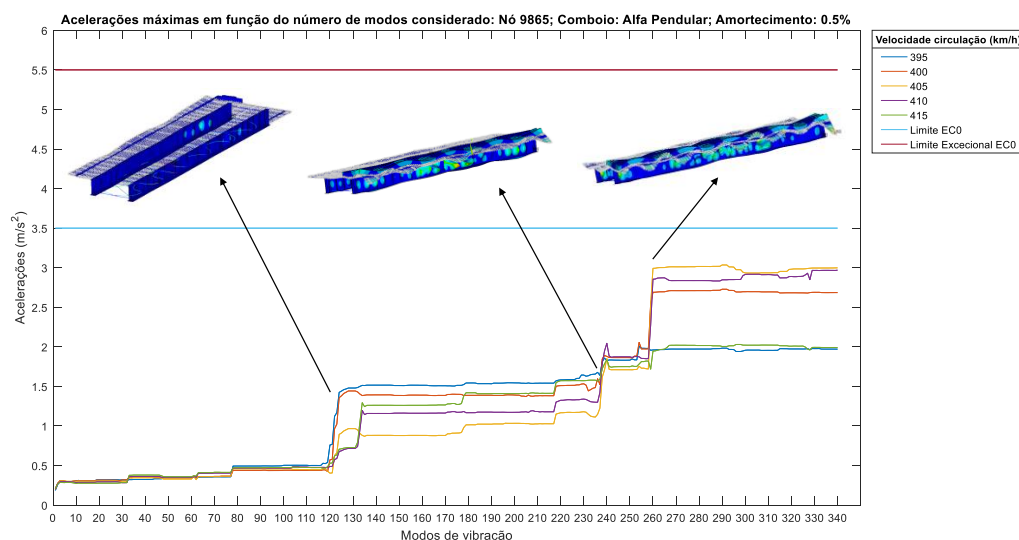


Fig. 5.1. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do Alfa Pendular

Na Figura 5.2. apresenta-se a FFT correspondente ao comboio Alfa Pendular a uma velocidade de 405 km/h. Como se pode verificar as maiores amplitudes do sinal verificam-se para frequências iguais a 34,37 Hz, 47,70 Hz e 52,15 Hz, muito próximas das frequências dos modos de vibração referidos anteriormente. Verifica-se que a maior amplitude ocorre para a frequência de 52,15 Hz, relacionado, aproximadamente, com o modo de vibração nº 260. De salientar que as amplitudes verificadas para as frequências iniciais não são relevantes para a análise, pois tratam-se de frequências relativas aos primeiros modos de vibração da estrutura.

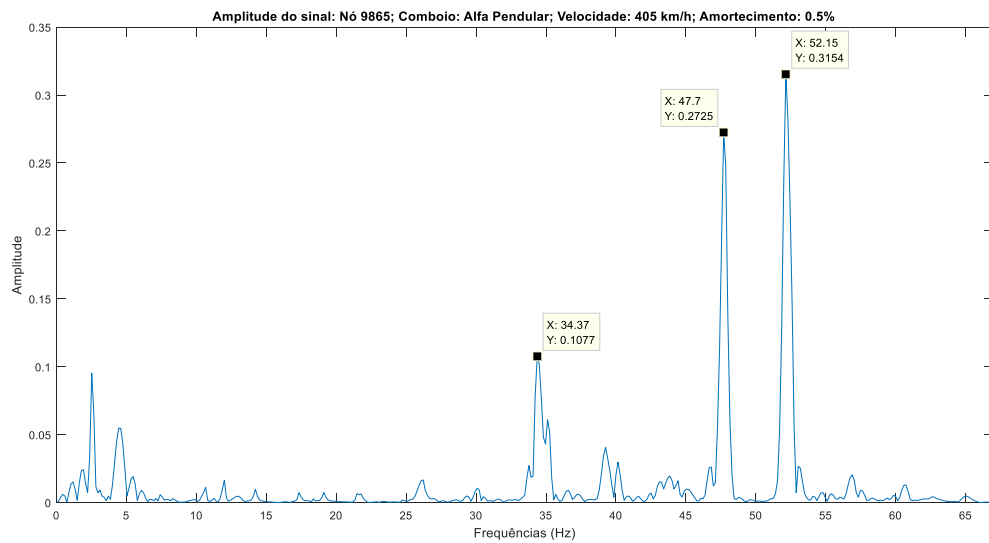


Fig. 5.2. – Sinal do comboio Alfa Pendular à velocidade de circulação de 405 km/h

Na Figura 5.3., verifica-se que o modo 260 é um modo local da laje, relacionada com a flexão longitudinal da consola onde se situa a via balastrada.

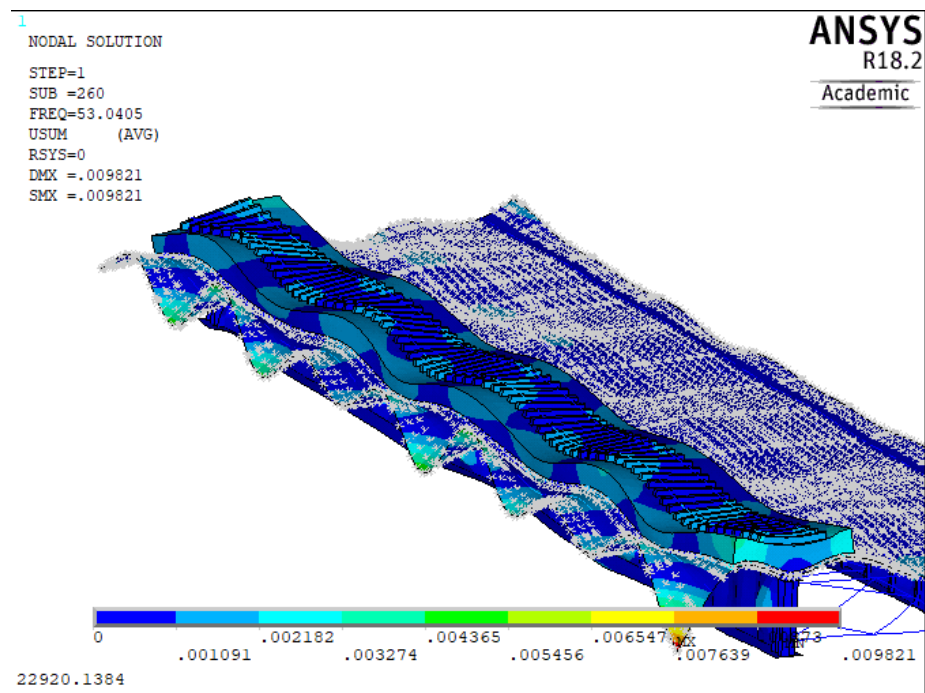


Fig. 5.3. – Deformada do modo 260

Para relacionar a frequência dos modos que mais contribuem para a amplificação das acelerações com a frequência de passagem do comboio, considere-se λ , correspondente à frequência de passagem das cargas do comboio, que depende da velocidade do comboio v e do espaçamento entre eixos do comboio Δs , descrita na seguinte equação (Ferreira, 2017):

$$\lambda = \frac{v}{\Delta s} \quad (5.60.)$$

No Quadro 5.2. descrevem-se os vários valores das frequências de passagem das cargas do comboio Alfa Pendular, para o respetivo espaçamento entre eixos e para uma velocidade de 405 km/h.

Quadro 5.2. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do Alfa Pendular a 405 km/h

Espaçamento entre eixos (m)	Frequência de passagem (Hz)
2,7	41,67
4,2	26,79
16,3	6,90

Para a velocidade de 405 km/h, verifica-se que a frequência correspondente ao modo 124 aproxima-se, através do seu 4º subarmónico, da frequência de cargas correspondente ao espaçamento entre eixos do comboio de 16,3 m, com uma razão de frequências, r , igual a 1,0059. Já a frequência correspondente ao modo 238 aproxima-se, através do seu 1º subarmónico, da frequência de cargas correspondente a um espaçamento entre eixos do comboio de 4,2 m, para um $r = 1,1115$. Finalmente para a frequência correspondente ao modo 260, verifica-se que esta se aproxima, através do seu 1º subarmónico, da frequência de cargas correspondente a um espaçamento entre eixos do comboio de 4,2 m, com um $r = 1,01$.

5.2.1.2. X 2000

Na Figura 5.4. apresenta-se o gráfico de acelerações máximas em função de cada modo de vibração da estrutura do comboio X 2000, para o nó central da laje, na zona da via balastrada. Neste gráfico apresentam-se as velocidades entre os 390 e 400 km/h, velocidades vizinhas à velocidade crítica de 400 km/h. Pela análise da figura repara-se que a partir do modo 238 (aproximadamente 48 Hz), não existe grande variação no acréscimo de acelerações máximas no nó em análise. Para a velocidade crítica de 400 km/h, o modo que contribui mais para o acréscimo das acelerações é o 218 (44,75 Hz). Este modo tem ainda influência para as velocidades de 390 e 395 km/h. Para as velocidades de 390, 400, 405 e 410 km/h, o modo que contribui mais para o acréscimo de acelerações é o 238 (48,20 Hz). De destacar a influência dos modos 2 (3,06 Hz), 78 (26,31 Hz) e 124 (34,31 Hz) para o ligeiro acréscimo de acelerações para todas as velocidades representadas.

Caso se tivessem considerados os modos até ao 78, a velocidade crítica seria de 410 km/h. Já se se considerassem os modos até 134, a velocidade crítica seria de 400 km/h. Se a consideração dos modos prosseguisse até ao modo 218, a velocidade crítica seria de 395 km/h.

Para a velocidade crítica de 400 km/h, os modos que têm maior contribuição para o acréscimo das acelerações são os 78 (26,31 Hz), 124 (34,31 Hz) e 218 (44,75 Hz).

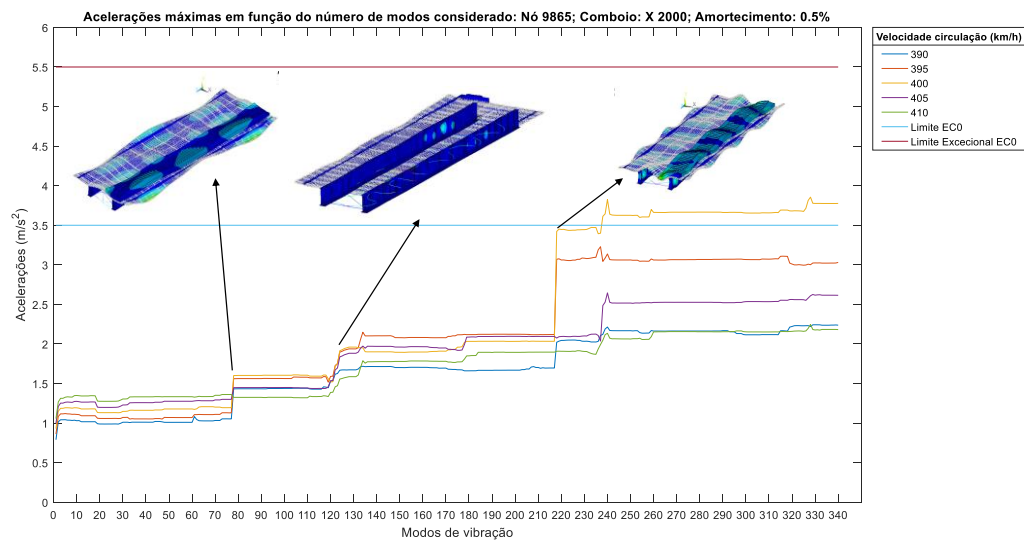


Fig. 5.4. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do X 2000

Na Figura 5.5. apresenta-se a FFT correspondente ao comboio X 2000 a uma velocidade de 400 km/h. Como se pode verificar as maiores amplitudes do sinal verificam-se para frequências iguais a 26,28 Hz, 34,11 Hz e 44,43 Hz, muito próximas das frequências dos modos de vibração referidos anteriormente. Verifica-se que a maior amplitude ocorre para a frequência de 44,43 Hz, relacionado, aproximadamente, com o modo de vibração nº 218.

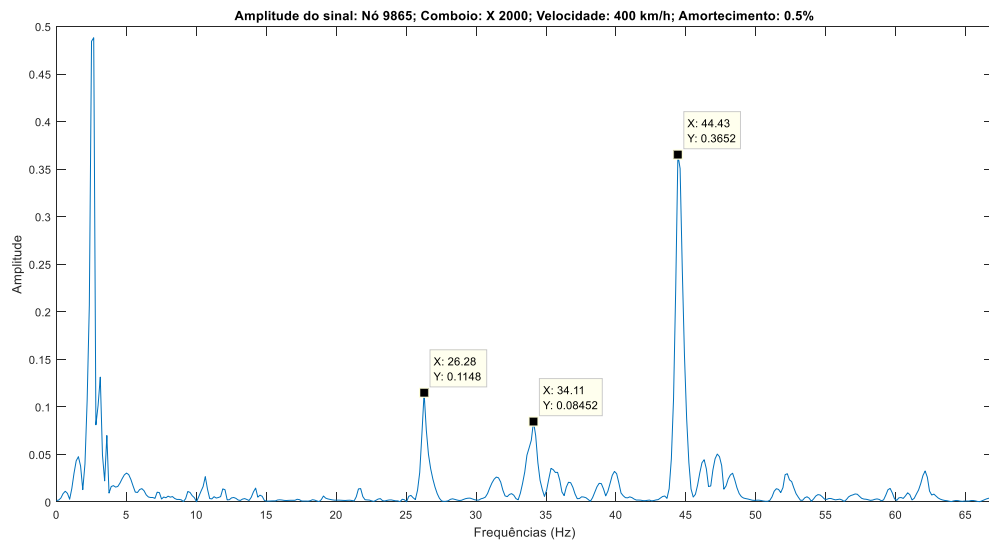


Fig. 5.5. – Sinal do comboio X 2000 à velocidade de circulação de 400 km/h

Na Figura 5.6., verifica-se que o modo 218 influencia as acelerações verificadas na via balastrada, pois envolve a flexão longitudinal desta.

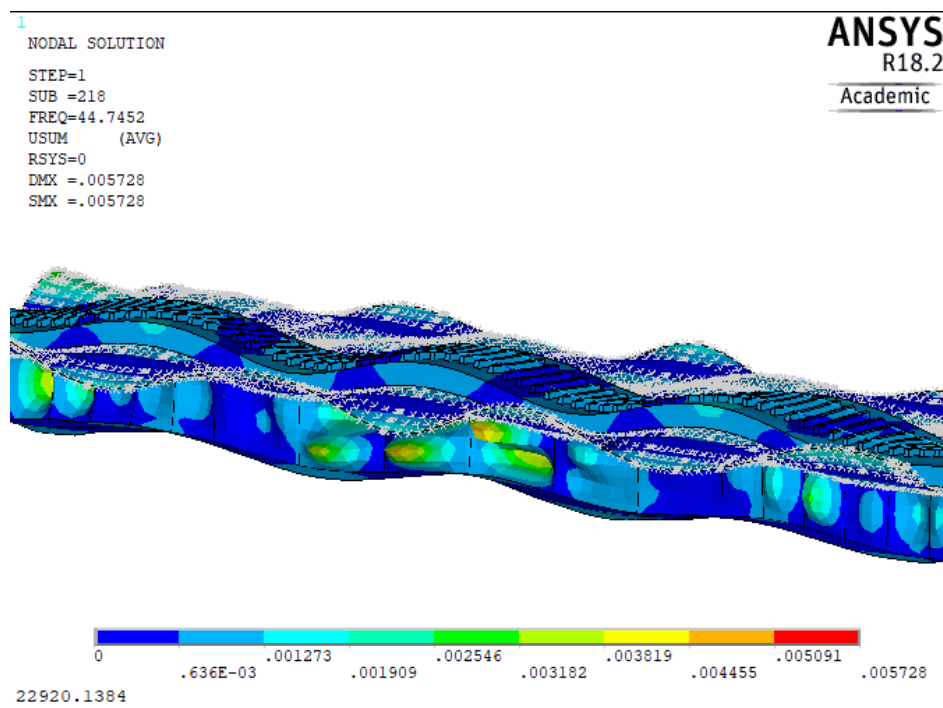


Fig. 5.6. – Deformada do modo 218

No Quadro 5.3. descrevem-se os vários valores das frequências de passagem das cargas do comboio X 2000, para o respetivo espaçamento entre eixos e para uma velocidade de 400 km/h.

Quadro 5.3. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do X 2000 a 400 km/h

Espaçamento entre eixos (m)	Frequência de passagem (Hz)
2,90	38,31
4,35	25,54
6,60	16,84
11,60	9,58
14,80	7,51

Para a velocidade de 400 km/h, verifica-se que a frequência correspondente ao modo 78 aproxima-se da frequência de cargas correspondente ao espaçamento entre eixos do comboio de 4,35 m, com uma razão de frequências, r , igual a 0,9708. Já a frequência correspondente ao modo 124 aproxima-se, através do seu 1º subarmónico, da frequência de cargas correspondente a um espaçamento entre eixos do comboio de 6,60 m, para um $r = 0,9814$. Finalmente para a frequência correspondente ao modo 218, verifica-se que esta se aproxima, através do seu 4º subarmónico, da frequência de cargas correspondente a um espaçamento entre eixos do comboio de 11,60 m, com um $r = 1,0703$.

5.2.1.3. Virgin

Na Figura 5.7. apresenta-se o gráfico de acelerações máximas em função de cada modo de vibração da estrutura do comboio Virgin, para o nó central da laje, na zona da via balastrada. Neste gráfico apresentam-se as velocidades entre os 215 e 235 km/h, velocidades vizinhas à velocidade crítica de 225 km/h. Pela análise da figura repara-se que a partir do modo 299 (cerca de 58 Hz), não existe grande variação no acréscimo de acelerações máximas no nó em análise. Para a velocidade crítica de 225 km/h, o modo que contribui mais para o acréscimo das acelerações é o 218 (44,75 Hz). Este modo tem ainda influência para a velocidade de 220 km/h. Repara-se que os modos 48 (19,08 Hz) e 299 (57,79 Hz) influenciam o acréscimo de acelerações para a velocidade de 235 km/h. Já os modos 61 (21,49 Hz) e 238 (48,20 Hz) influenciam o aumento de acelerações para uma velocidade de 230 km/h. Nota-se também que o modo 78 (26,31 Hz) tem uma contribuição no acréscimo de acelerações nas velocidades de 220 e 225 km/h. Finalmente, o modo 259 (52,62 Hz) tem influência no acréscimo de acelerações para a velocidade de 215 km/h.

Caso se tivessem considerados os modos até ao 78, a velocidade crítica seria de 220 km/h.

Para a velocidade crítica de 225 km/h, os modos que têm maior contribuição para o acréscimo das acelerações são os 78 (26,31 Hz) e 218 (44,75 Hz).

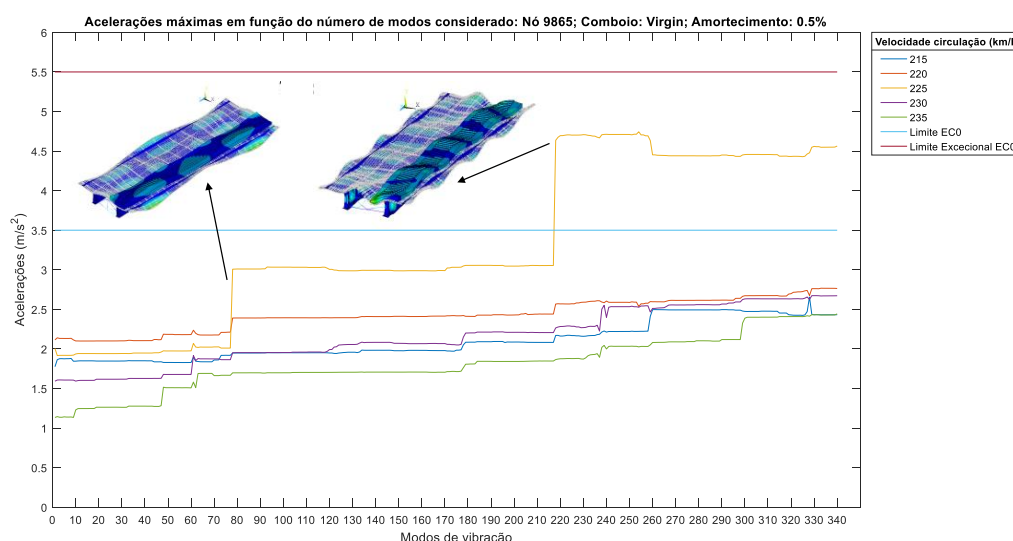


Fig. 5.7. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do Virgin

Na Figura 5.8. apresenta-se a FFT correspondente ao comboio Virgin a uma velocidade de 225 km/h. Como se pode verificar as maiores amplitudes do sinal verificam-se para frequências iguais a 26,24 Hz e 44,48 Hz, muito próximas das frequências dos modos de vibração referidos anteriormente. Verifica-se que a maior amplitude ocorre para a frequência de 44,48 Hz, relacionado, aproximadamente, com o modo de vibração nº 218.

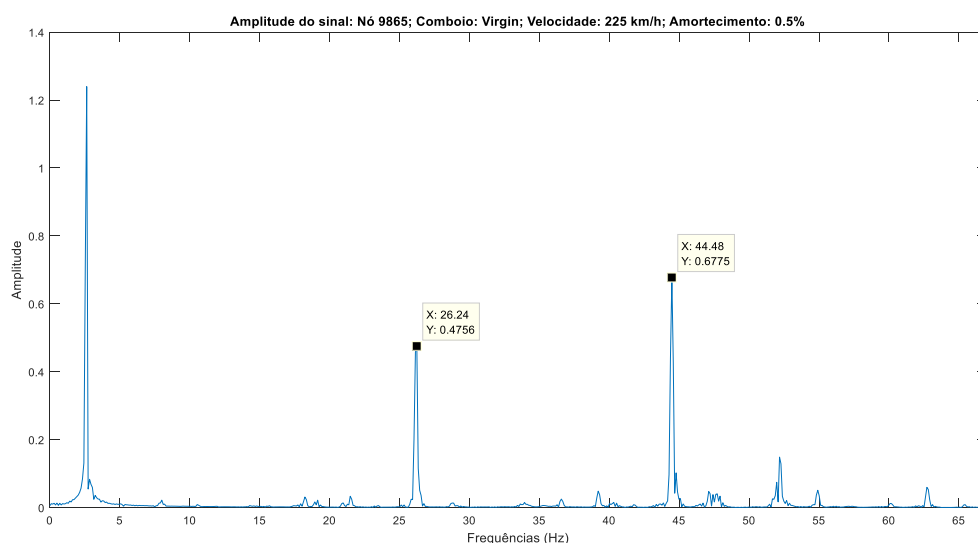


Fig. 5.8. – Sinal do comboio Virgin à velocidade de circulação de 225 km/h

No Quadro 5.4. descrevem-se os vários valores das frequências de passagem das cargas do comboio Virgin, para o respetivo espaçamento entre eixos e para uma velocidade de 225 km/h.

Quadro 5.4. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do Virgin a 225 km/h

Espaçamento entre eixos (m)	Frequência de passagem (Hz)
2,7	23,15
4,2	14,88
14,3	4,37

Para a velocidade de 225 km/h, verifica-se que a frequência correspondente ao modo 78 aproxima-se, através do seu 5º subarmónico, da frequência de cargas correspondente ao espaçamento entre eixos do comboio 14,3 m, com uma razão de frequências, r , igual a 0,9967. Já a frequência correspondente ao modo 218 aproxima-se, através do seu 1º subarmónico, da frequência de cargas correspondente a um espaçamento entre eixos do comboio de 2,7 m, para um $r = 1,0347$.

5.2.1.4. ICE 2

Na Figura 5.9. apresenta-se o gráfico de acelerações máximas em função de cada modo de vibração da estrutura do comboio ICE 2, para o nó central da laje, na zona da via balastrada. Neste gráfico apresentam-se as velocidades entre os 375 e 395 km/h, velocidades vizinhas à velocidade crítica de 385 km/h. Pela análise da figura nota-se a partir do modo 299 (aproximadamente 58 Hz), o cálculo das acelerações não sofre muita variação com o acrescentar dos modos de vibração. Para a velocidade crítica de 385 km/h verifica-se o maior acréscimo de aceleração quando se considera o modo 218 (44,75 Hz). Para este modo de vibração verifica-se ainda um grande acréscimo de acelerações para as restantes

velocidades em análise. Repara-se que os modos 124 (34,31 Hz) e 178 (40,40 Hz) contribuem para o aumento das acelerações para todas as velocidades em estudo. Verifica-se também que para o modo 300 (57,84 Hz) é relevante para o aumento de acelerações para a velocidade de 385 km/h.

Caso se tivessem considerados os modos até ao 78, a velocidade crítica seria de 395 km/h. Já se se considerassem os modos até 123, a velocidade crítica seria de 390 km/h.

Nota-se que para a velocidade crítica de 385 km/h, os modos mais relevantes para o acréscimo de acelerações são os modos 179 e 218, correspondentes às frequências da estrutura de 40,64 Hz e 44,75 Hz, respetivamente.

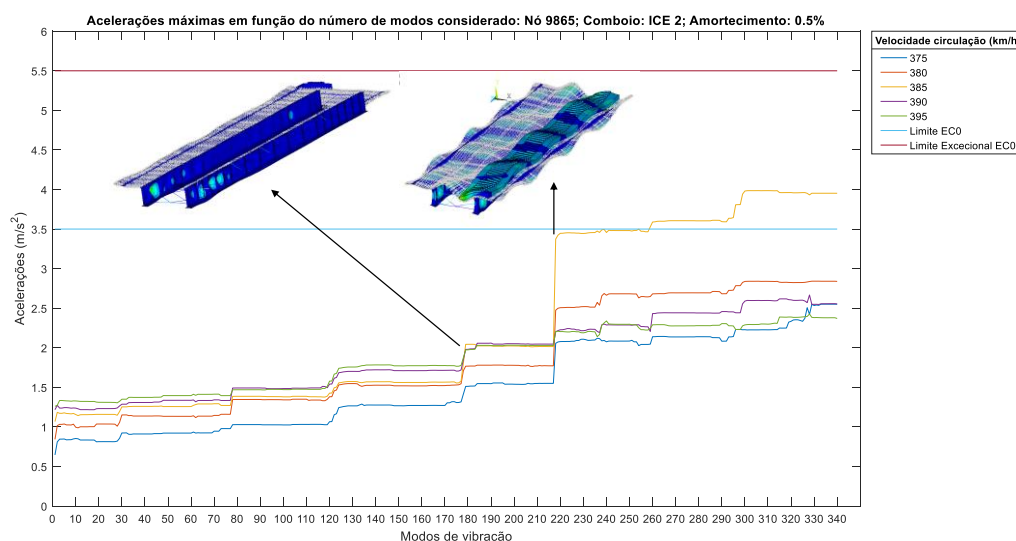


Fig. 5.9. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do ICE 2

Na Figura 5.10. apresenta-se a FFT correspondente ao comboio ICE 2 a uma velocidade de 385 km/h. Como se pode verificar as maiores amplitudes do sinal verificam-se para frequências iguais a 40,44 Hz e 44,58 Hz, muito próximas das frequências dos modos de vibração referidos anteriormente. Verifica-se que a maior amplitude ocorre para a frequência de 44,58 Hz, relacionado, aproximadamente, com o modo de vibração nº 218.

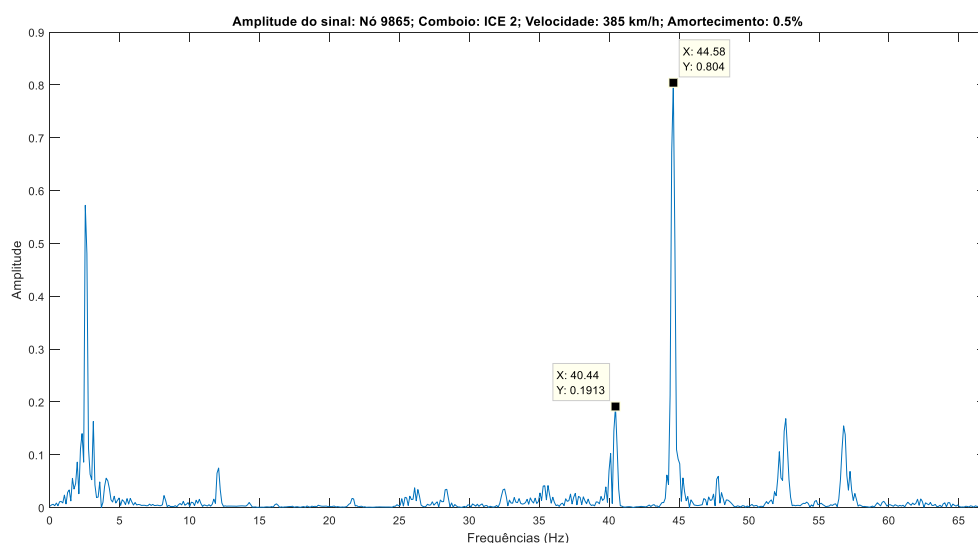


Fig. 5.10. – Sinal do comboio ICE 2 à velocidade de circulação de 385 km/h

No Quadro 5.5. descrevem-se os vários valores das frequências de passagem das cargas do comboio ICE 2, para o respetivo espaçamento entre eixos e para uma velocidade de 385 km/h.

Quadro 5.5. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do ICE 2 a 385 km/h

Espaçamento entre eixos (m)	Frequência de passagem (Hz)
2,50	42,78
3,00	35,65
4,85	22,05
4,90	21,83
8,46	12,64
16	6,68
16,50	6,48

Para a velocidade de 385 km/h, verifica-se que as frequências correspondentes aos modos 179 e 218 aproximam-se da frequência de cargas correspondente ao espaçamento entre eixos do comboio de 2,50 m, com razões de frequências, r , iguais a 1,0520 e 0,9560, respetivamente.

5.2.1.5. ETR-Y-500

Na Figura 5.11. apresenta-se o gráfico de acelerações máximas em função de cada modo de vibração da estrutura do comboio ETR-Y-500, para o nó central da laje, na zona da via balastrada. Neste gráfico apresentam-se as velocidades entre os 370 e os 390 km/h, velocidades vizinhas à velocidade crítica de 380 km/h. Pela análise da figura repara-se que a partir do modo 238 (cerca de 48 Hz), não existe grande variação no acréscimo de acelerações máximas no nó em análise. Para a velocidade crítica de 380 km/h, o modo que contribui mais para o acréscimo das acelerações é o 218 (44,75 Hz). Este modo tem ainda influência para as restantes velocidades em estudo. Repara-se que o modo 78 (26,31 Hz) e 299 (57,79 Hz) tem influência no acréscimo de acelerações para todas as velocidades em estudo. Já o modo 123 (34,28 Hz) influencia o aumento de acelerações para as velocidades de 370, 375, 380 e 390 km/h. Nota-se também que o modo 134 (35,50 Hz) tem uma contribuição no acréscimo de acelerações para a velocidade de 385 km/h. Finalmente, o modo 238 (48,20 Hz) tem influência no acréscimo de acelerações para a velocidade de 375 km/h.

Caso se tivessem considerados os modos até ao 78, a velocidade crítica seria de 380 km/h. Já se se contasse a contribuição dos modos até ao 134, a velocidade crítica seria de 375 km/h. Caso fosse estendida a análise até aos 218 modos de vibração, a velocidade crítica seria de 390 km/h.

Para a velocidade crítica de 380 km/h, o modo que tem maior contribuição para o acréscimo das acelerações é o 218 (44,75 Hz).

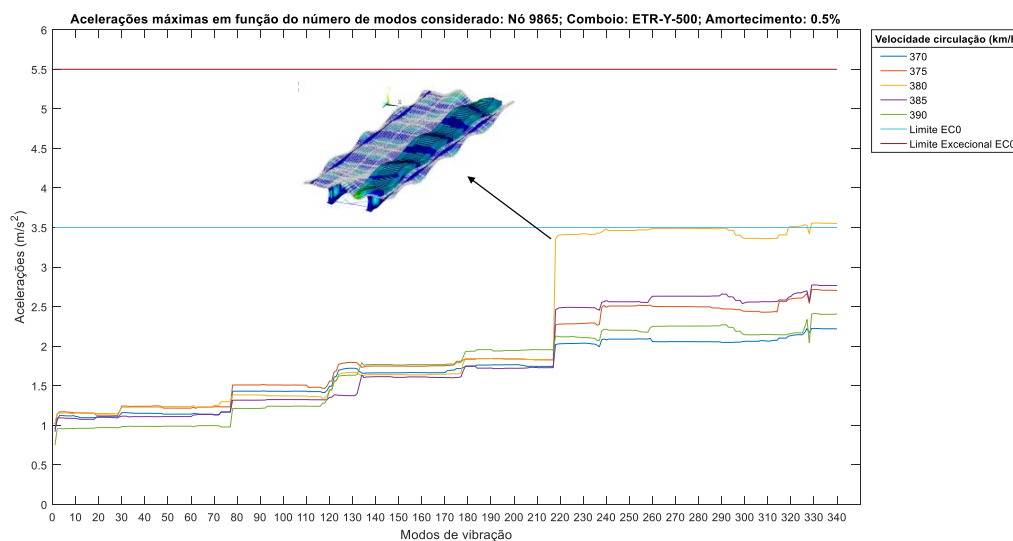


Fig. 5.11. – Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do ETR-Y-500

Na Figura 5.12. apresenta-se a FFT correspondente ao comboio ETR-Y-500 a uma velocidade de 380 km/h. Como se pode verificar a maior amplitude do sinal verifica-se para a frequência de 44,45 Hz, muito próxima da frequência do modo de vibração referido anteriormente.

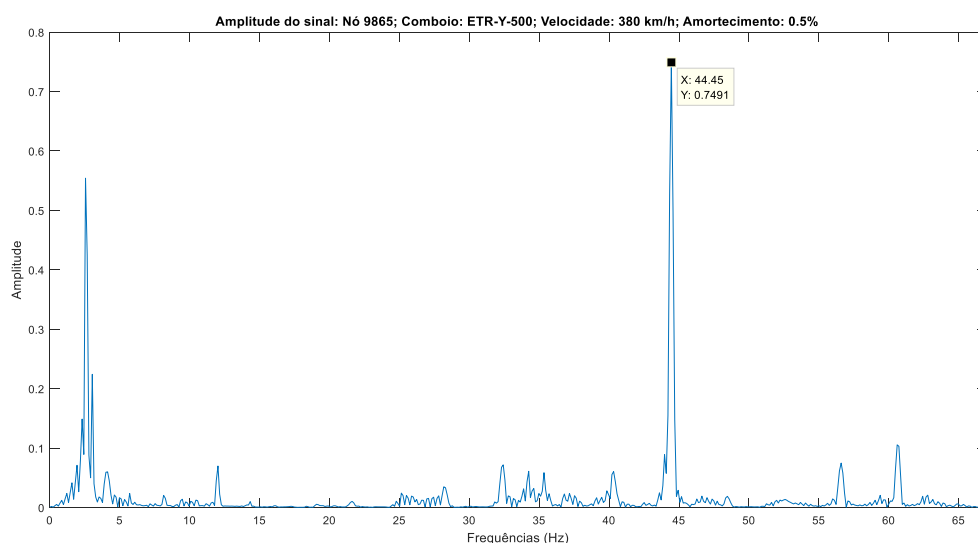


Fig. 5.12. – Sinal do comboio ETR-Y-500 à velocidade de circulação de 380 km/h

No Quadro 5.6. descrevem-se os vários valores das frequências de passagem das cargas do comboio ETR-Y-500, para o respetivo espaçamento entre eixos e para uma velocidade de 380 km/h.

Quadro 5.6. – Relação entre o espaçamento entre eixos e as frequências de passagem do ETR-Y-500 a 380 km/h

Espaçamento entre eixos (m)	Frequência de passagem (Hz)
3,0	35,19
4,1	25,75
4,4	23,99
9,0	11,73
16,0	6,60

Para a velocidade de 480 km/h, verifica-se que a frequência correspondente ao modo 218 aproxima-se, através do seu 1º subarmónico, da frequência de cargas correspondente ao espaçamento entre eixos do comboio 4,40 m, com uma razão de frequências, r , igual a 1,0723.

5.2.2. CONCLUSÃO

Tendo analisado os comboios mais críticos, verifica-se que as causas relativas à amplificação dinâmica foram encontradas, visto que para todos os modos de vibração que contribuíam mais para o acréscimo de acelerações de um dado comboio a uma dada velocidade, a sua razão de frequências tomava um valor muito próximo de 1. Quer isto dizer, que a frequência da estrutura aproxima-se da frequência de

passagem dos comboios, através da sua frequência natural, ou então através de um harmónico ou de um subarmónico.

Verifica-se também que para todos os comboios, exceto o Alfa Pendular, o modo 218 estava presente como um dos modos que contribuía mais para o acréscimo de acelerações no ponto da laje que se estava a analisar.

O maior acréscimo das acelerações ocorre no comboio Virgin à velocidade de 225 km/h quando se considera o modo 218, apesar que o modo 78 tem também bastante influência no acréscimo de acelerações quando este modo é considerado. Quanto ao comboio Alfa Pendular, este não ultrapassa os 3,5 m/s² sempre que se vão acrescentando os modos de vibração.

5.3. AMORTECIMENTO DA ESTRUTURA

O amortecimento é uma grandeza que tem influência na amplitude da resposta das acelerações, sendo que um amortecimento mais elevado, leva a uma redução da amplitude em vibração livre mais expressiva. Nesta secção estudar-se-á a influência do amortecimento na resposta dinâmica da estrutura.

A gama de amortecimentos a analisar foi descrita no Capítulo 4, sendo que os valores de amortecimento serão de 3,71% para os modos globais da estrutura, 5,08% para os modos de vibração locais relacionados com a laje e 0,5% para os restantes modos de vibração relacionados com a estrutura metálica do viaduto. Os resultados obtidos desta gama de amortecimentos serão comparados com os resultados para quando o valor de amortecimento para todos os modos de vibração é de 0,5%.

Para o cálculo dos valores das acelerações teve-se em conta o descrito no capítulo anterior, sendo que o único parâmetro modificado foi o amortecimento para cada um dos modos de vibração. A variação do amortecimento, influenciou as matrizes de coordenadas modais dos comboios críticos em análise, sendo que os deslocamentos modais são exatamente os mesmos que foram usados no Capítulo 4 aquando do cálculo da resposta dinâmica da estrutura. Os gráficos apresentados foram calculados da mesma forma como os descritos no capítulo anterior, tendo só em atenção a particularidade das coordenadas modais serem diferentes.

5.3.1. ALFA PENDULAR

Na Figura 5.13. é apresentado o gráfico que traduz as acelerações máximas para cada velocidade de circulação do comboio Alfa Pendular, relativamente ao nó central da laje na zona da via balastrada. Com a análise do gráfico verifica-se que para uma alteração dos amortecimentos da estrutura, as acelerações máximas são praticamente inferiores em todo o seu espetro, comparativamente com as acelerações máximas quando se atribui um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura, e como tal, as acelerações máximas com a alteração dos amortecimentos para cada modo de vibração não ultrapassam os limites regulamentares em vigor. Para a linha do gráfico que traduz a modificação dos amortecimentos, verifica-se que a aceleração máxima ocorre para uma velocidade de circulação de 410 km/h, com o valor de 2,497 m/s². A velocidade de circulação que leva a este valor de aceleração é próxima da velocidade de circulação que leva ao pico de acelerações quando se considera amortecimentos de 0,5% para todos os modos de vibração. Repara-se também que a linha da modificação dos amortecimentos tem uma variação quase idêntica à variação da linha dos amortecimentos iguais a 0,5%, não acompanhando a variação do gráfico da modificação dos amortecimentos aproximadamente entre os 220 e os 240 km/h e entre os 365 e os 410 km/h.

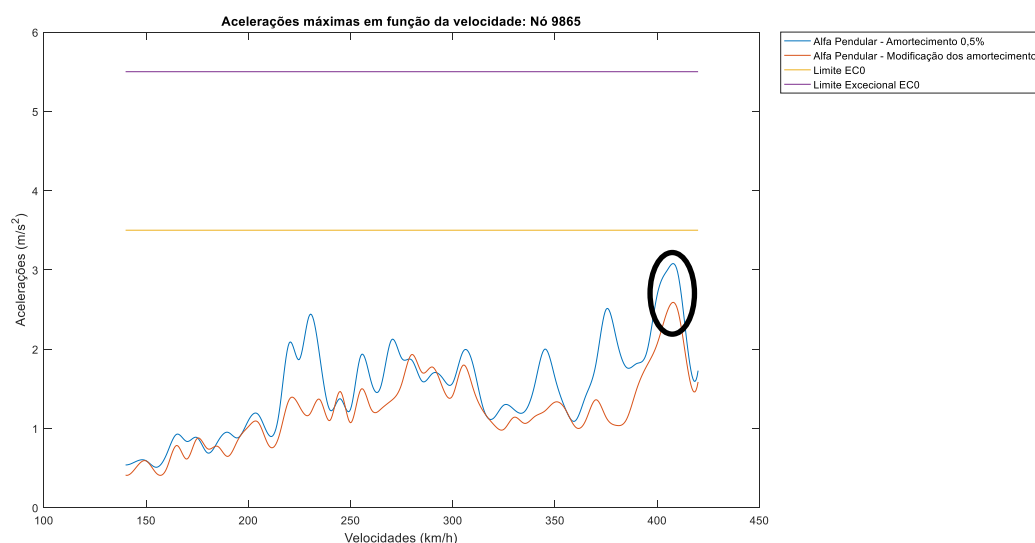


Fig. 5.13. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Alfa Pendular (alteração dos amortecimentos da estrutura)

No Quadro 5.7. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração dos amortecimentos, relativamente ao modelo original, para a velocidade de circulação indicada na Figura 5.13.

Quadro 5.7. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – Alfa Pendular

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	3,078	-
Alteração dos amortecimentos	2,589	-15,887%

Na Figura 5.14. é apresentada a evolução temporal das acelerações para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 410 km/h para uma modificação dos amortecimentos para todos os modos de vibração. Esta velocidade de circulação leva à aceleração máxima registada para uma modificação dos amortecimentos. A aceleração máxima, neste comboio e à velocidade referida, é atingida para um instante de tempo igual a 1317 ms.

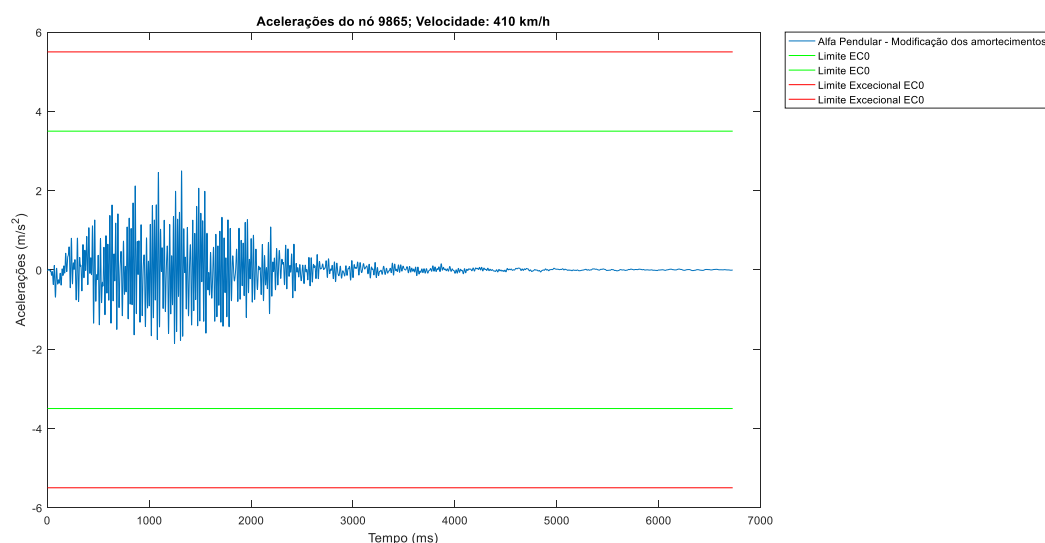


Fig. 5.14. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecedores, para o comboio Alfa Pendular, a uma velocidade de 410 km/h

Na Figura 5.15. apresenta-se o mapa de acelerações para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 410 km/h e para o instante de tempo igual a 1317 ms (instante que leva a aceleração máxima para a modificação dos amortecedores para cada modo de vibração). Com a análise da figura, verifica-se que as acelerações máximas localizam-se na extremidade inferior, do lado esquerdo da via (canto inferior direito da figura). Verifica-se também que as acelerações neste local são ligeiramente superiores às acelerações que se verificam quando comparadas com o nó central da via.

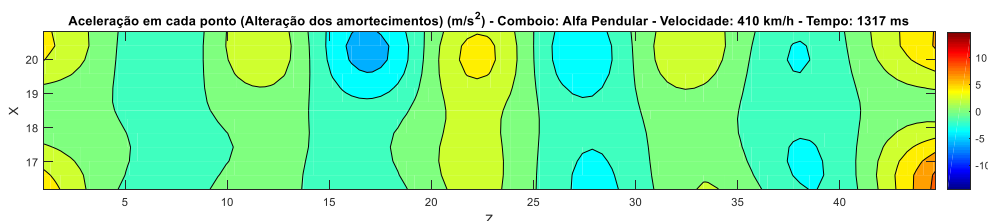


Fig. 5.15. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecedores) para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 410 km/h e para o instante de tempo igual a 1,317 s

Na Figura 5.16. apresenta-se o mapa de acelerações máximas para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 410 km/h. Com a análise da figura verifica-se que as acelerações máximas para cada ponto localizam-se nas extremidades da via, sendo que estas localizações apresentam valores bastante superiores quando comparados com as zonas que apresentam acelerações mais baixas (faixa central da via). Nota-se também que o lado direito (em cima na figura) é o mais sujeito a acelerações superiores. À exceção das extremidades, existem várias zonas pontuais com acelerações superiores a $3,5 \text{ m/s}^2$ (entre os 6 e os 8 m/s^2). Já a faixa central entre carris apresenta acelerações abaixo dos $3,5 \text{ m/s}^2$.

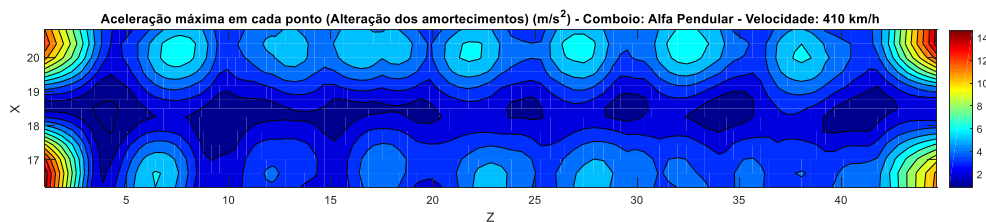


Fig. 5.16. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 410 km/h

5.3.2. X 2000

A Figura 5.17. ilustra o gráfico das acelerações máximas em função de cada velocidade de circulação do comboio X 2000, para o nó central da laje, na zona da via balastrada. Olhando para o gráfico, verifica-se que as acelerações máximas quando existe a alteração dos amortecimentos para cada modo de vibração são inferiores às acelerações máximas quando se atribui um amortecimento de 0,5% a todos os modos de vibração da estrutura. Ao contrário do gráfico dos amortecimentos a 0,5%, o gráfico da alteração dos amortecimentos não ultrapassa os limites regulamentares em nenhuma velocidade, ao longo do seu espetro, sendo que a aceleração máxima atingida por este gráfico é de $2,682 \text{ m/s}^2$, para a velocidade de circulação do comboio de 400 km/h. A velocidade em que é atingido este pico de acelerações corresponde exatamente à velocidade de circulação do comboio que leva ao pico de acelerações para um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração. Repara-se também que entre as velocidades de 295 e 330 km/h e entre os 405 e os 420 km/h, os dois gráficos aproximam-se muito, atingindo acelerações máximas muito semelhantes.

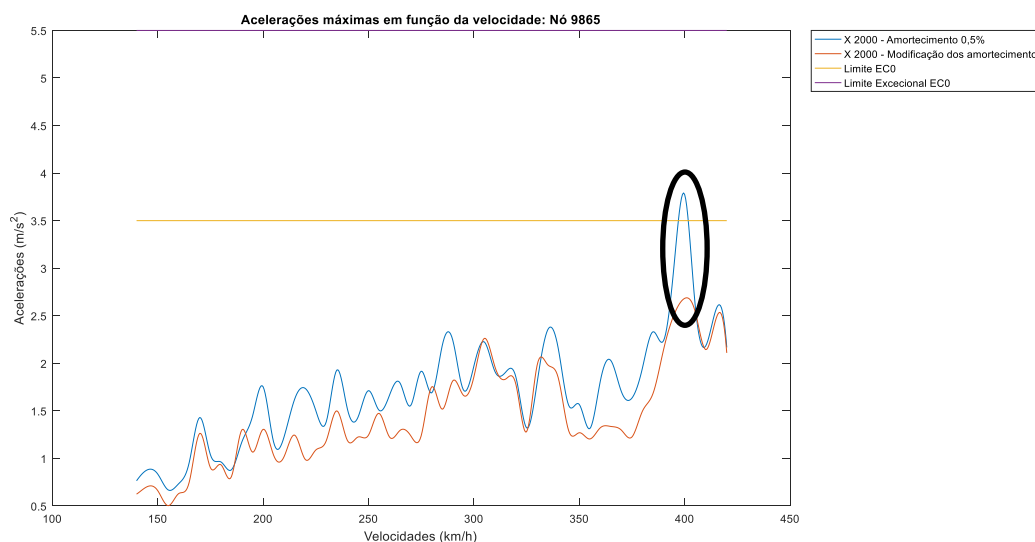


Fig. 5.17. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o X 2000 (alteração dos amortecimentos da estrutura)

No Quadro 5.8. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração dos amortecimentos, relativamente ao modelo original, para a velocidade de circulação indicada na Figura 5.17.

Quadro 5.8. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – X 2000

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	3,791	-
Alteração dos amortecimentos	2,689	-29,069%

Na Figura 5.18. representa-se a evolução temporal das acelerações do comboio X 2000 para uma modificação dos amortecimentos para todos os modos de vibração, à velocidade de 400 km/h. Esta velocidade é a que leva ao pico de acelerações para as condições referidas. Neste caso a aceleração máxima é alcançada para um instante de tempo igual a 1420 ms.

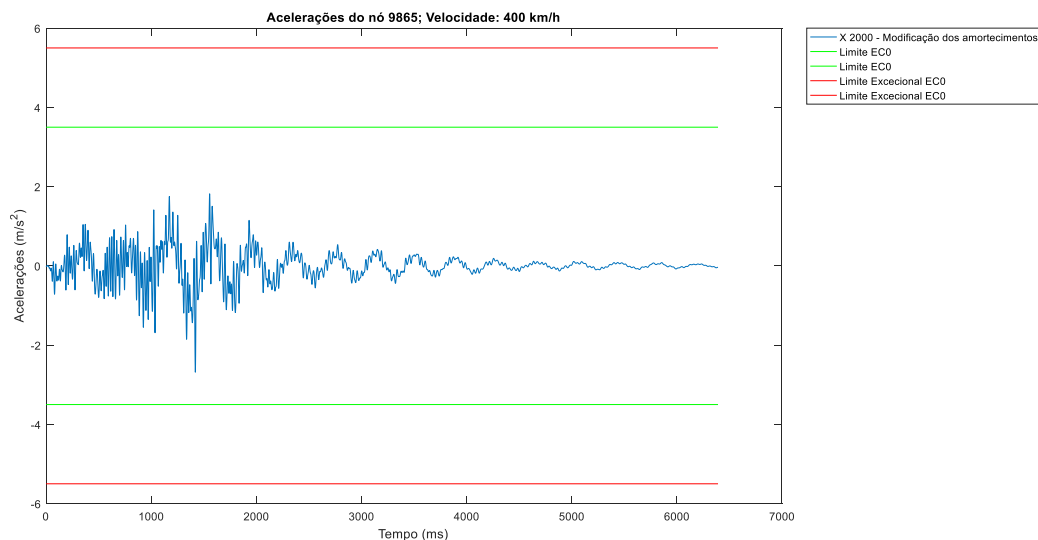


Fig. 5.18. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecimentos, para o comboio X 2000, a uma velocidade de 400 km/h

Na Figura 5.19. é apresentada o mapa de acelerações da via para o comboio X 2000, à velocidade de circulação de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 1420 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações para este instante de tempo localizam-se na extremidade superior, do lado esquerdo da via (canto inferior esquerdo da figura). De reparar que as acelerações neste local são superiores relativamente ao nó central da via.

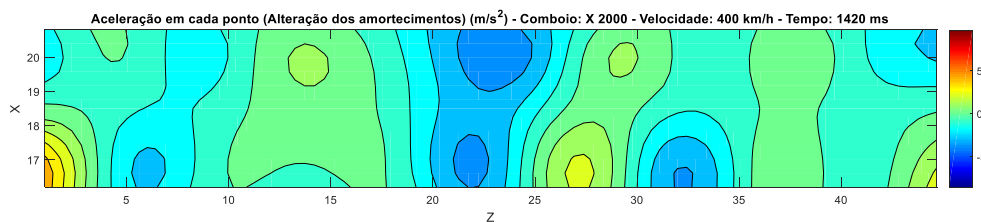


Fig. 5.19. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecimentos) para o comboio X 2000, à velocidade de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 1,420 s

A Figura 5.20. ilustra o mapa de acelerações máximas para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h. Com a figura, verifica-se que as acelerações máximas situam-se nas extremidades do lado direito da via (em cima na figura). As acelerações nestas extremidades são bastante superiores relativamente à faixa central da via, que apresenta as acelerações mais baixas. À exceção das extremidades, a via apresenta acelerações inferiores a $3,5 \text{ m/s}^2$ em quase todos os pontos sendo que só existem dois pontos relevantes com acelerações acima dos $3,5 \text{ m/s}^2$.

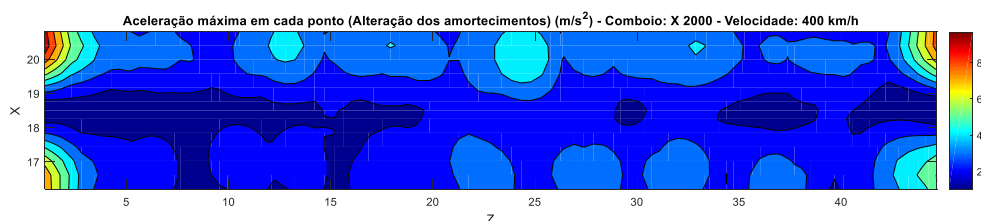


Fig. 5.20. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h

5.3.3. VIRGIN

A Figura 5.21. mostra o gráfico das acelerações máximas para cada velocidade de circulação para o comboio Virgin, relativo ao nó central da laje, na zona da via balastrada. Com a análise do gráfico verifica-se que, mais uma vez, as acelerações máximas devido ao espetro que mostra a variação das acelerações quando se altera os amortecimentos para cada modo de vibração são inferiores às acelerações máximas devidas a um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração. Verifica-se também que para amortecimentos diferentes para cada modo de vibração, as acelerações máximas não ultrapassam os limites regulamentares em vigor, sendo que a aceleração máxima atinge o valor de $3,346 \text{ m/s}^2$ para uma velocidade de circulação de 410 km/h, não coincidindo com a velocidade de circulação que leva ao pico de acelerações quando se atribui um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura, que se localiza nos 225 km/h. Apesar dos picos dos dois gráficos não apresentarem os mesmos valores de aceleração, estes picos localizam-se aproximadamente às mesmas velocidades de circulação.

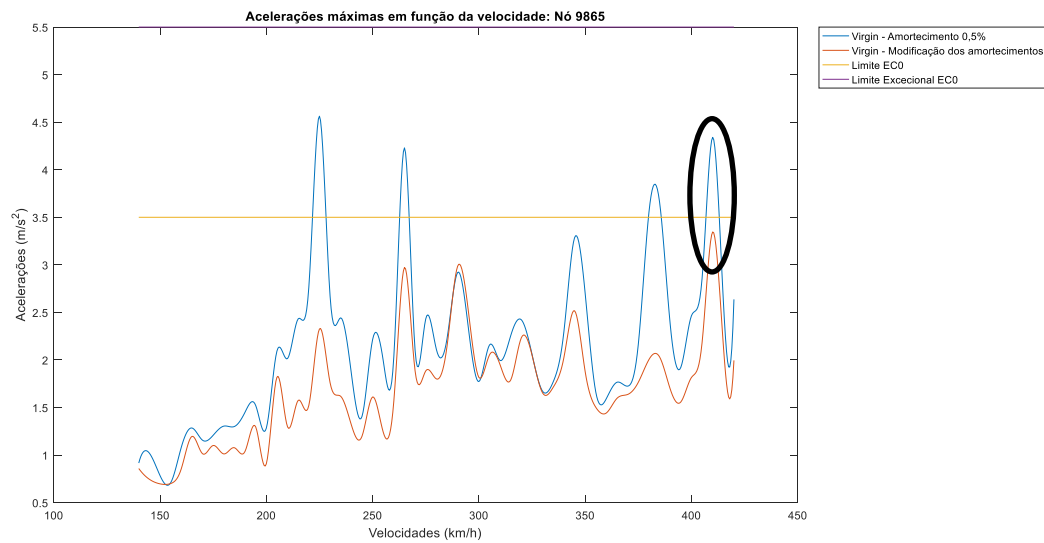


Fig. 5.21. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Virgin (alteração dos amortecimentos da estrutura)

No Quadro 5.9. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração dos amortecimentos, relativamente ao modelo original, para a velocidade de circulação indicada na Figura 5.21.

Quadro 5.9. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – Virgin

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	4,341	-
Alteração dos amortecimentos	3,346	-22,921%

A Figura 5.22. apresenta as acelerações ao longo do tempo do nó central da laje, na zona da via balastrada, para o comboio Virgin a uma velocidade de 410 km/h. Esta velocidade leva ao pico de acelerações quando se altera os amortecimentos consoante os modos de vibração considerados. A aceleração máxima neste caso é atingida para um instante de tempo igual a 2293 ms. Com a análise da figura, verifica-se que o aspeto do gráfico parece mostrar cenários de amplificação dinâmica para a passagem deste comboio à velocidade referida.

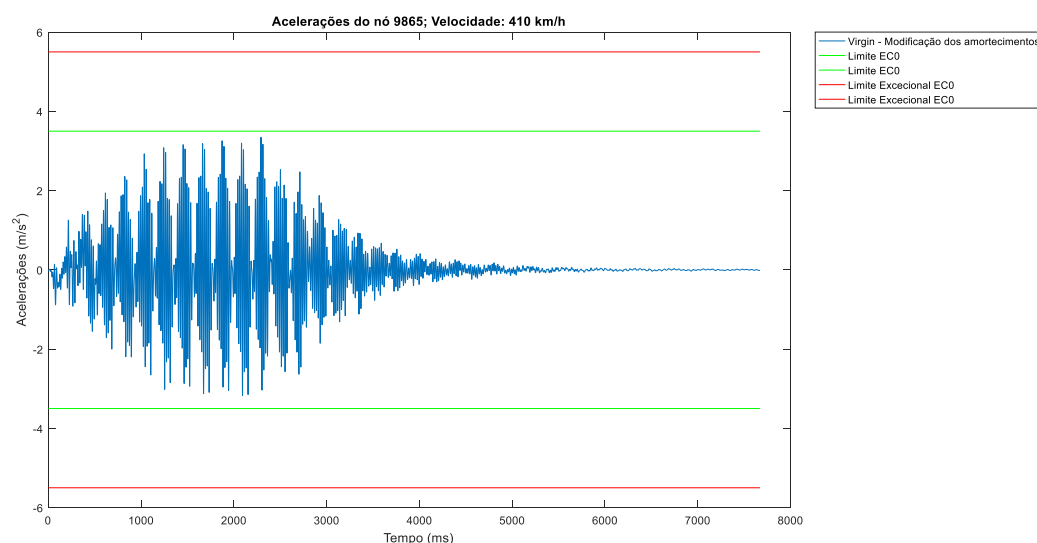


Fig. 5.22. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecedores, para o comboio Virgin, a uma velocidade de 410 km/h

Na Figura 5.23. apresenta-se o mapa de acelerações para o comboio Virgin, à velocidade de 410 km/h e para o instante de tempo igual a 2293 ms (instante que leva a aceleração máxima para a modificação dos amortecedores para cada modo de vibração). Com a análise da figura, verifica-se que as acelerações máximas localizam-se nas extremidade da via. Verifica-se também que as acelerações neste local são bastante superiores às acelerações que se verificam quando comparadas com o nó central da via.

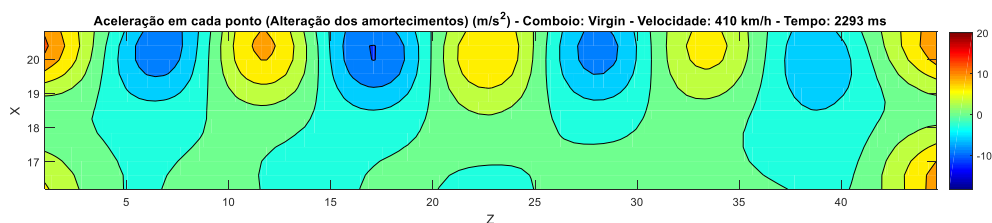


Fig. 5.23. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecedores) para o comboio Virgin, à velocidade de 410 km/h e para o instante de tempo igual a 2,293 s

A Figura 5.24. mostra o mapa de acelerações máximas para o comboio Virgin para uma velocidade de circulação de 410 km/h, quando se altera os amortecedores para cada modo de vibração. Olhando para a figura, verifica-se que as acelerações máximas localizam-se nas extremidades da via, no seu lado direito (em cima na figura), atingindo valores por volta dos 20 m/s². As acelerações no lado direito da via são superiores quando comparadas com as acelerações registadas no lado esquerdo da via. À exceção das extremidades, as acelerações são bastante elevadas em zonas muito pontuais da via, respetivamente no lado direito (em cima na figura), sendo que entre estes pontos, existe uma diminuição rápida das acelerações, estando estas acelerações abaixo dos 5 m/s².

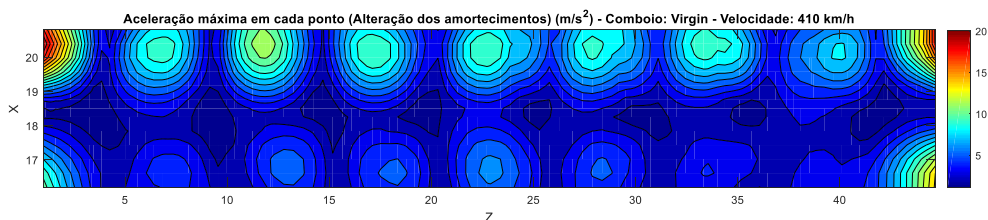


Fig. 5.24. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio Virgin à velocidade de 410 km/h

5.3.4. ICE 2

Na Figura 5.25. é apresentada a variação das acelerações máximas em função da velocidade de circulação do comboio ICE 2, relativamente ao nó central da laje na zona da via balastrada. Com a análise da figura, verifica-se que as acelerações máximas relativas ao espectro que traduz a variação dos amortecimentos para cada modo de vibração são inferiores em todas as velocidades de circulação, quando comparadas com as acelerações máximas relativas a um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura, não ultrapassando assim os limites regulamentares em vigor. A velocidade de circulação que leva ao pico de acelerações de $2,265 \text{ m/s}^2$ para o gráfico correspondente a um amortecimento diferente para cada modo de vibração da estrutura, encontra-se nos 400 km/h. Esta velocidade não coincide com a velocidade que leva ao pico de acelerações quando se considera um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração, velocidade esta que é de 385 km/h. Ao longo do seu espectro, o gráfico relativo à alteração dos amortecimentos sofre uma variação parecida com o gráfico quando se considera um amortecimento de 0,5% para todos os modos, sendo que, no entanto, os valores das acelerações máximas são sempre inferiores.

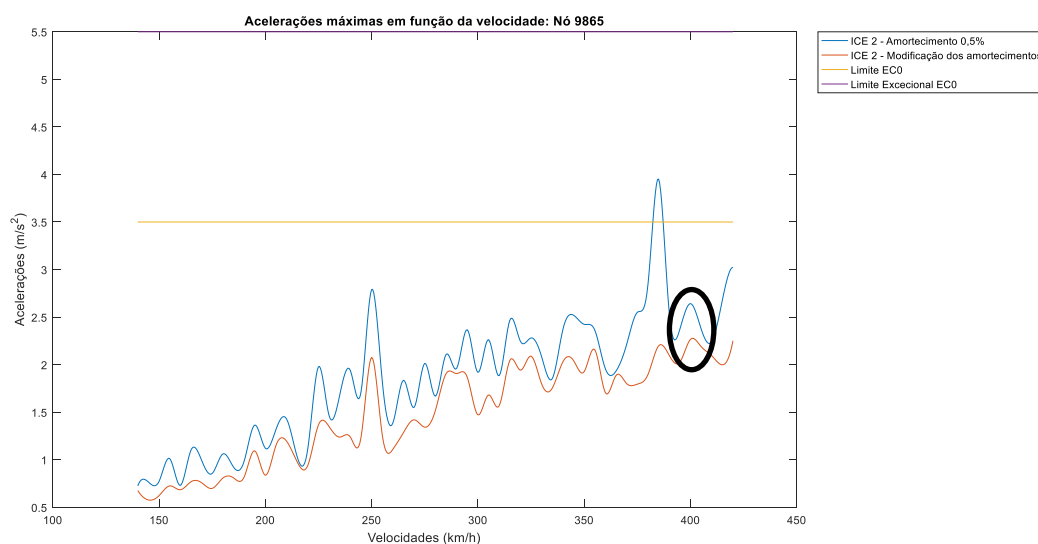


Fig. 5.25. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o ICE 2 (alteração dos amortecimentos da estrutura)

No Quadro 5.10. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração dos amortecimentos, relativamente ao modelo original, para a velocidade de circulação indicada na Figura 5.25.

Quadro 5.10. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – ICE 2

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	2,642	-
Alteração dos amortecimentos	2,277	-13,815%

A Figura 5.26. ilustra a evolução temporal das acelerações do comboio ICE 2 para a velocidade de 410 km/h, quando sujeita a alteração dos amortecimentos consoante os modos de vibração. A aceleração máxima para a velocidade de circulação referida é alcançada para um instante de tempo igual a 3348 ms.

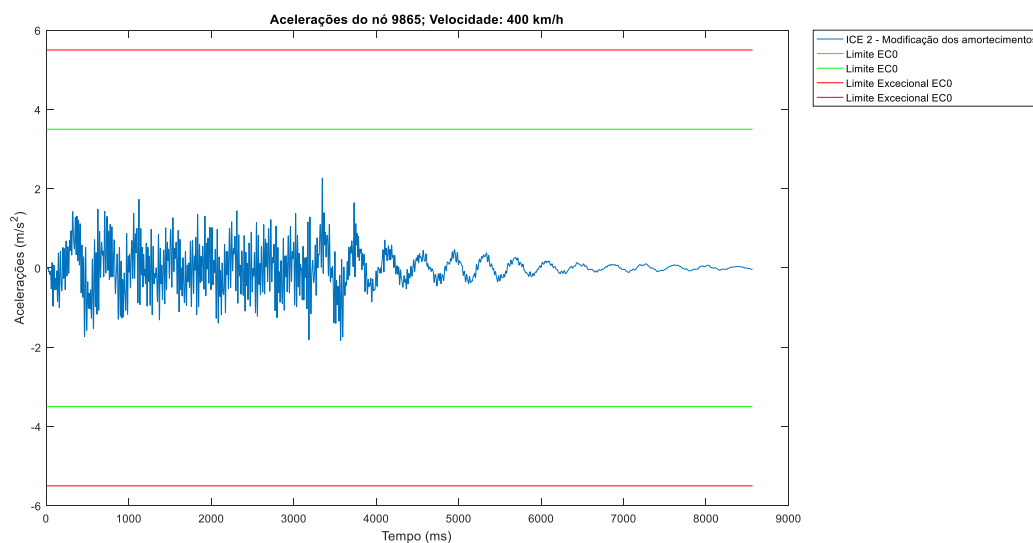


Fig. 5.26. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecimentos, para o comboio ICE 2, a uma velocidade de 400 km/h

Na Figura 5.27. é apresentado o mapa de acelerações da via para o comboio ICE 2, à velocidade de circulação de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 3348 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações para este instante de tempo localizam-se na zona central da via, do seu lado direito (em cima na figura). De reparar que as acelerações neste local são ligeiramente superiores relativamente ao nó central da via.

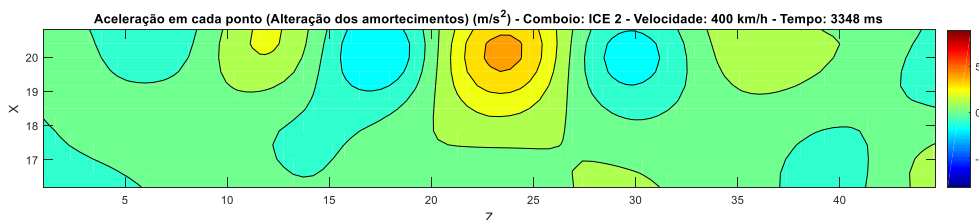


Fig. 5.27. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecimentos) para o comboio ICE 2, à velocidade de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 3,348 s

Na Figura 5.28. apresenta-se o mapa de acelerações máximas para o comboio ICE 2 à velocidade de 400 km/h. Com a análise da figura verifica-se que as acelerações máximas para cada ponto localizam-se nas extremidades da via, sendo que no lado direito da via, na zona inferior (canto superior direito) estas acelerações agravam-se significativamente. Estas localizações apresentam valores bastante superiores quando comparados com as zonas que apresentam acelerações mais baixas (faixa central da via). À exceção das extremidades, as acelerações máximas situam-se na ordem dos 4 m/s^2 , localizadas em duas zonas pontuais, sendo que na restante via, as acelerações encontram-se abaixo do limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$.

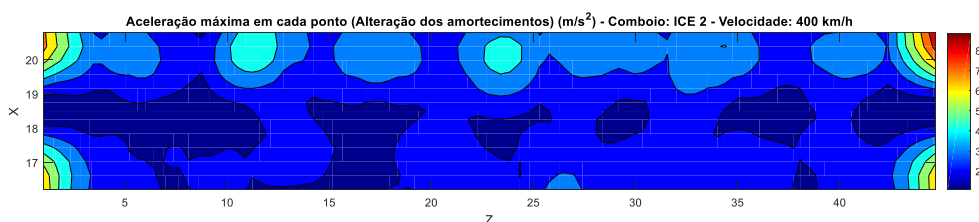


Fig. 5.28. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio ICE 2 à velocidade de 400 km/h

5.3.5. ETR-Y-500

A Figura 5.29. traduz o gráfico que representa as acelerações máximas para cada velocidade de circulação para o comboio ETR-Y-500, relativo ao nó central da laje, na zona da via balastrada. A linha do gráfico que representa a alteração dos amortecimentos da estrutura para cada modo de vibração apresenta, mais uma vez, valores de aceleração inferiores comparativamente com a linha que traduz um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura. Verifica-se, também, que para amortecimentos diferentes para cada modo de vibração, as acelerações máximas não ultrapassam os limites regulamentares ao longo do espectro do gráfico. A aceleração máxima para a mesma situação toma o valor de $2,503 \text{ m/s}^2$, para uma velocidade de circulação de 310 km/h. Nas velocidades vizinhas a esta velocidade crítica nota-se que o gráfico que traduz a variação do amortecimento para cada modo de vibração, mostra valores de aceleração ligeiramente superiores ao gráfico que representa um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração. Repara-se também que a velocidade de 310 km/h (que leva ao pico de aceleração para uma gama de amortecimentos diferente para cada modo de vibração) não coincide com a velocidade de 380 km/h que leva ao pico de aceleração quando o amortecimento é de 0,5% para todos os modos.

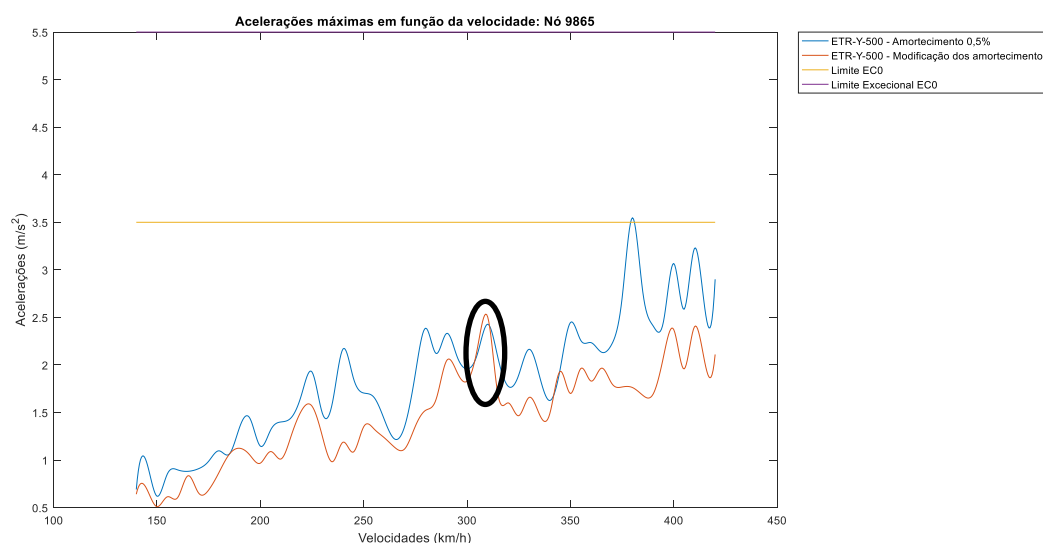


Fig. 5.29. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o ETR-Y-500 (alteração dos amortecimentos da estrutura)

No Quadro 5.11. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração dos amortecimentos, relativamente ao modelo original, para a velocidade de circulação indicada na Figura 5.29.

Quadro 5.11. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações dos amortecimentos relativamente ao modelo original – ETR-Y-500

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	2,428	-
Alteração dos amortecimentos	2,534	+4,183%

Na Figura 5.30. representa-se a evolução temporal das acelerações para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 310 km/h (quando é atingida a aceleração máxima para as condições de alteração de amortecimentos). Para à velocidade de circulação referida, a aceleração máxima é atingida para um instante de tempo igual a 3351 ms.

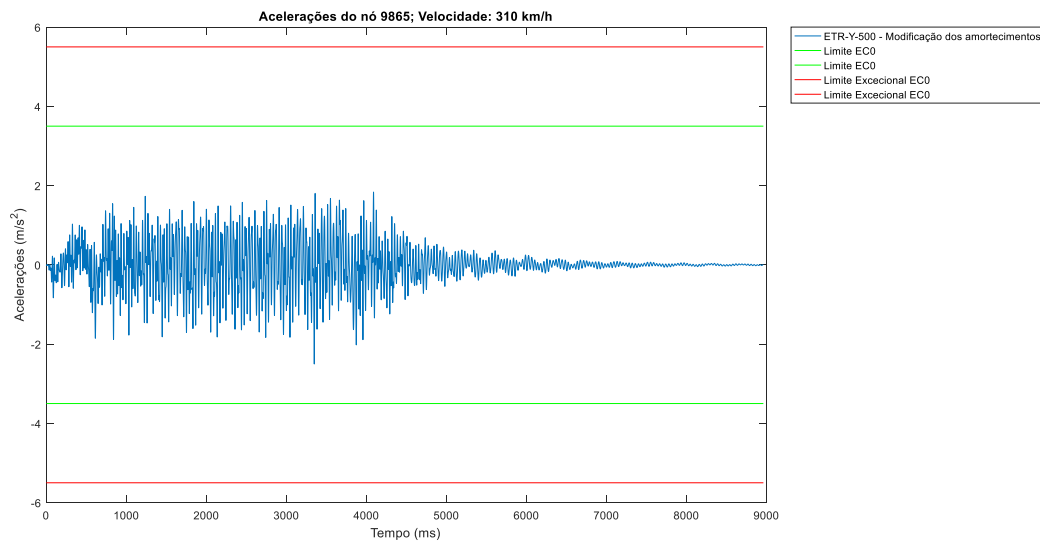


Fig. 5.30. – Evolução temporal das acelerações para uma alteração dos amortecedores, para o comboio ETR-Y-500, a uma velocidade de 310 km/h

Na Figura 5.31. apresenta-se o mapa de acelerações para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 310 km/h e para o instante de tempo igual a 3351 ms (instante que leva a aceleração máxima para a modificação dos amortecedores para cada modo de vibração). Com a análise da figura, verifica-se que as acelerações máximas localizam-se na zona central da via, no seu lado direito (em cima na figura). Verifica-se também que as acelerações neste local são ligeiramente superiores às acelerações que se verificam quando comparadas com o nó central da via.

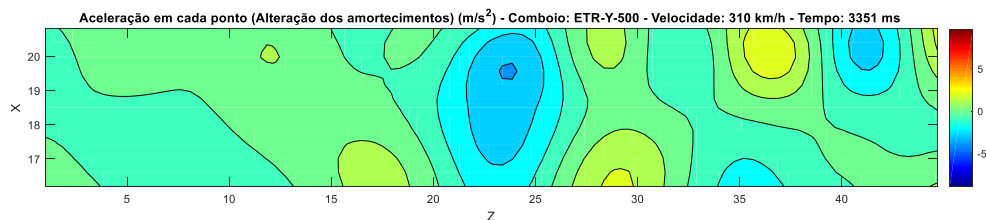


Fig. 5.31. – Mapa de acelerações da via (alteração dos amortecedores) para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 310 km/h e para o instante de tempo igual a 3,351 s

A Figura 5.32. ilustra o mapa de acelerações máximas para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 310 km/h. Com a figura, verifica-se que as acelerações máximas situam-se nas extremidades da via, sendo que no lado direito da via, na zona inferior (canto superior direito) estas acelerações agravam-se bastante. À exceção das extremidades, verifica-se que existe uma zona localizada que tem acelerações à volta dos 4 m/s^2 , sendo que no resto da via, as acelerações encontram-se abaixo dos $3,5 \text{ m/s}^2$.

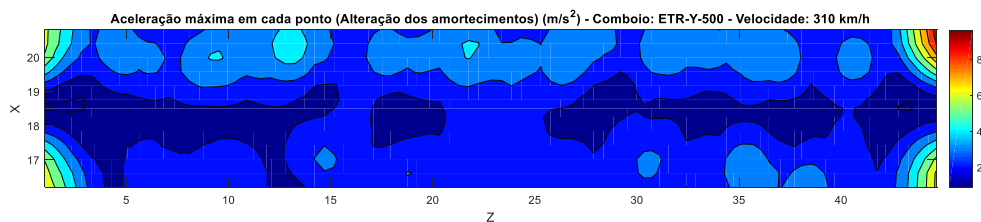


Fig. 5.32. – Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 310 km/h

5.3.6. CONCLUSÃO

Com a análise realizada nas figuras acima, verificam-se que todos os comboios apresentam acelerações mais baixas quando comparadas com as acelerações para um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura. Como a modificação realizada para os amortecimentos aproxima-se do comportamento real da estrutura, os resultados obtidos através dos gráficos, dão boas indicações quanto às acelerações na via, pois há tendência para estas acelerações serem menores que não ultrapassam os limites regulamentares.

Verifica-se que o comboio que apresenta maiores acelerações máximas, quando se procede às alterações dos amortecimentos para cada modo de vibração, é o Virgin.

5.4. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA LAJE

O último parâmetro para análise é a influência da espessura da laje na resposta dinâmica da estrutura. Para a consideração deste parâmetro realizaram-se dois modelos para a análise, em tudo idêntico ao do Capítulo 4, excetuando a espessura da laje. Num primeiro modelo (Modelo 1) procedeu-se a uma análise com a redução da espessura da laje e num segundo modelo (Modelo 2) procedeu-se a uma análise com o aumento da espessura da laje.

Segundo a EN1992-1-1 (EN1992-1-1, 2004), a alteração das dimensões da secção pode ir até uma tolerância com os valores indicados no Quadro 5.12., em função da dimensão da secção em análise.

Quadro 5.12. – Tolerâncias da secção (adaptado de EN1992-1-1, 2004)

h ou b (mm)	Tolerâncias (mm)
	Dimensões da secção $\pm \Delta h, \Delta b$
≤ 150	5
400	10
≥ 2500	30
NOTA: Para valores intermédios poderá proceder-se a uma interpolação linear.	

O modelo original do viaduto compreende várias espessuras da secção da laje, estando agrupadas conforme indica a Figura 5.33., sendo que a cada área diz respeito a uma espessura constante da laje. Os valores da espessura da laje respeitante a cada área, estão indicados no Quadro 5.13..

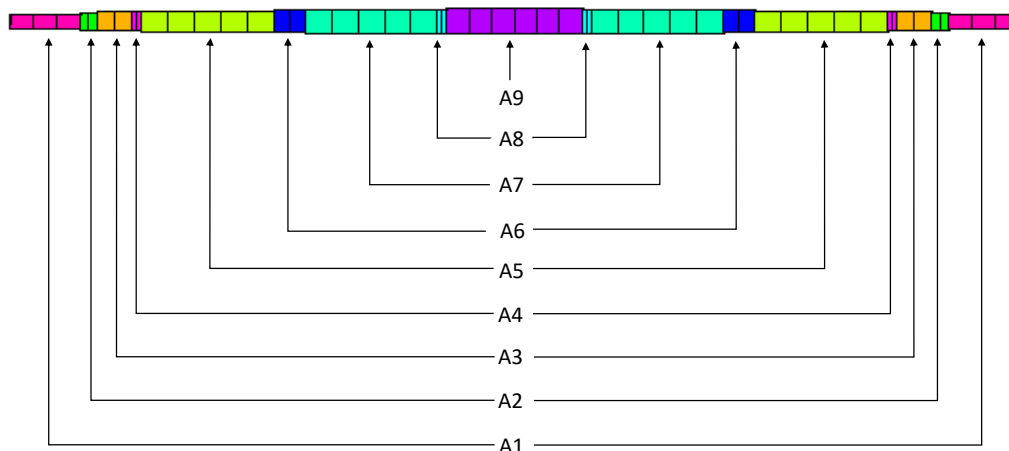


Fig. 5.33. – Áreas de influência da espessura da laje

Quadro 5.13. – Espessura da laje para cada área de influência

Área de influência	Espessura da laje (m)
A1	0,23
A2	0,268
A3	0,29
A4	0,309
A5	0,329
A6	0,348
A7	0,367
A8	0,383
A9	0,392

Tendo em conta as espessuras da laje do modelo original e as disposições descritas na EN1992-1-1, os Modelos 1 (laje com menor espessura) e 2 (laje com maior espessura), serão alterados com base nos valores indicados no Quadro 5.14..

Na Figura 5.34. pode-se encontrar a variação da espessura da laje ao longo do vão transversal da laje, para o modelo original, bem como para os modelos 1 e 2.

Os resultados apresentados nas subsecções a seguir serão comparados com o modelo original do Capítulo 4, com a espessura da laje original, para verificar qual a influência da espessura da laje na resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações. Os resultados foram todos calculados para um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura.

A realização dos Modelos 1 e 2 leva ao cálculo de novas coordenadas modais e de novos deslocamentos modais para cada um dos modelos, sendo que o procedimento de cálculo é o mesmo que foi utilizado nos parâmetros anteriores em análise.

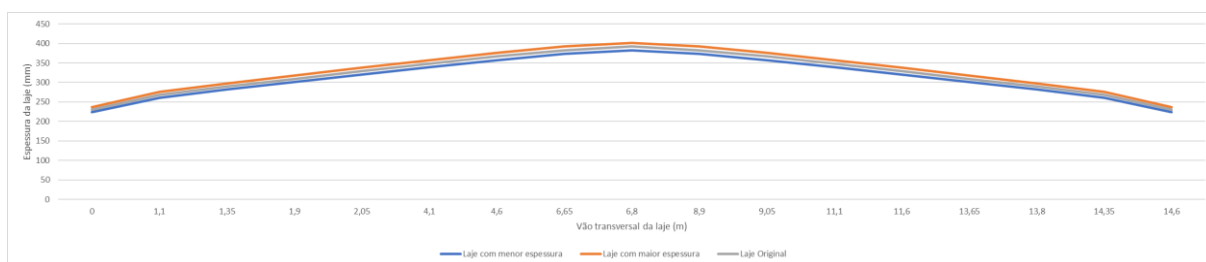


Fig. 5.34. – Variação da espessura ao longo do vão transversal da laje

Quadro 5.14. – Valores calibrados das espessuras dos Modelos 1 e 2

Área de influência	Espessura da laje do modelo original (m)	Espessura da laje do Modelo 1 (m)	Espessura da laje do Modelo 2 (m)
A1	0,23	0,2234	0,2366
A2	0,268	0,26064	0,27536
A3	0,29	0,2822	0,2978
A4	0,309	0,30082	0,31718
A5	0,329	0,32042	0,33758
A6	0,348	0,33904	0,35696
A7	0,367	0,35766	0,37634
A8	0,383	0,37334	0,39266
A9	0,392	0,38216	0,40184

5.4.1. ALFA PENDULAR

Na Figura 5.35. é apresentada o gráfico de acelerações máximas para os modelos com uma maior espessura da laje e para uma menor espessura da laje, comparativamente com o modelo original, para o comboio Alfa Pendular, relativamente ao nó central da via, na zona balastrada. Da figura verifica-se que os espetros de acelerações dos dois modelos são muito semelhantes, sendo também muito idênticos ao modelo com a espessura da laje original. Verifica-se que os limites regulamentares não são ultrapassados nos dois casos. Para o modelo com uma diminuição da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de circulação de 405 km/h, tomando o valor de $2,825 \text{ m/s}^2$. A velocidade de circulação que leva a este pico de aceleração é exatamente igual à velocidade que leva ao pico de aceleração no modelo original. Já para o modelo com um aumento da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de 380 km/h, tomando o valor de $2,774 \text{ m/s}^2$. Para as análises seguintes, o valor da velocidade a tomar em consideração serão os 405 km/h, visto que foi a velocidade crítica detetada no Capítulo 4 para este comboio, podendo assim analisar para a mesma velocidade a influência da variação na espessura da laje.

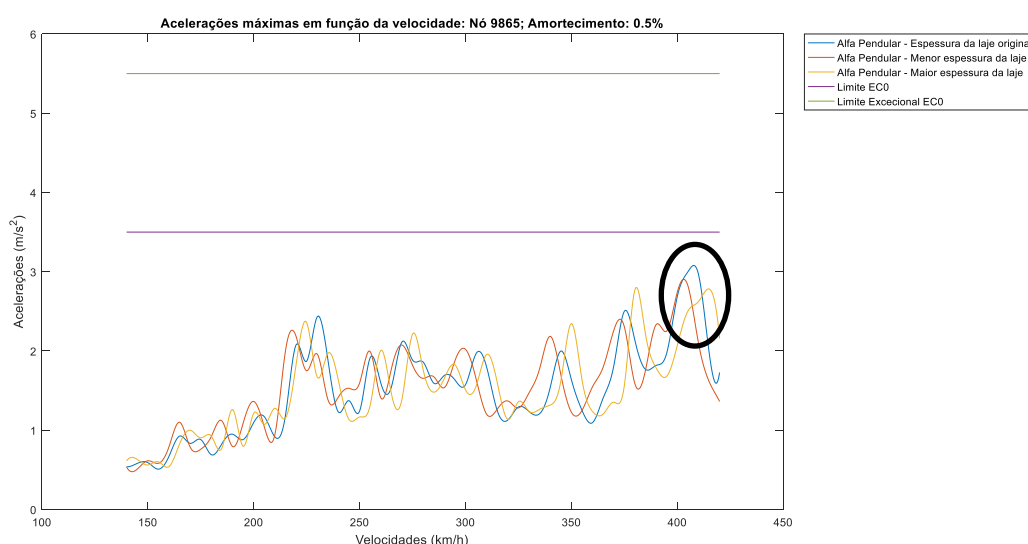


Fig. 5.35. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Alfa Pendular (alteração das espessuras da laje)

No Quadro 5.15. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração da espessura da laje para cada um dos modelos, relativamente ao modelo original, para as velocidades de circulação indicadas na Figura 5.35.

Quadro 5.15. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – Alfa Pendular

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	3,078	-
Modelo com maior espessura da laje	2,783	-9,584%
Modelo com menor espessura da laje	2,905	-5,621%

A Figura 5.36. apresenta a evolução temporal para os dois modelos de espessuras para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 405 km/h. Nesta figura verifica-se que a máxima aceleração para o modelo com menor espessura da laje ocorre para o instante de tempo igual a 1103 ms, com o valor de 2,825 m/s². Já para o modelo com maior espessura de laje, o valor da aceleração máxima é de 2,502 m/s², para um instante de tempo igual a 1075 ms. Analisa-se também que a evolução temporal para os dois modelos, para esta velocidade, é muito semelhante. Para os mapas de acelerações apresentados a seguir, o instante de tempo a considerar tomará o valor de 1519 ms, instante este que corresponde à máxima aceleração para a velocidade crítica do modelo original.

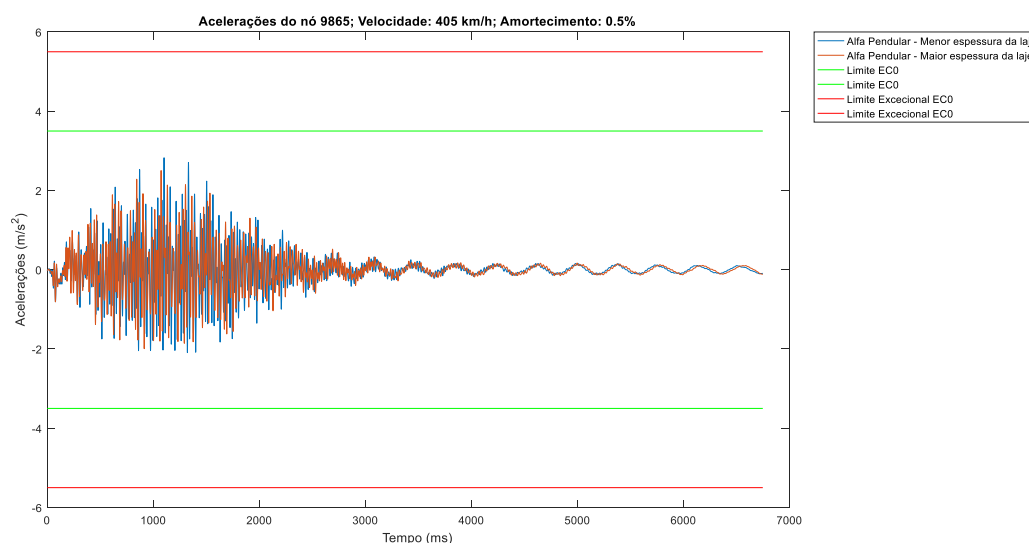


Fig. 5.36. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio Alfa Pendular, a uma velocidade de 405 km/h

A Figura 5.37. mostra o mapa de acelerações para a laje com menor espessura do comboio Alfa Pendular, à velocidade de 405 km/h, para o instante de tempo igual a 1519 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se na extremidade da via, no lado direito, na sua zona inferior (canto superior direito da figura), tomando valores entre os 5 e os 6 m/s², e ultrapassando os

limites regulamentares em vigor. Estas acelerações são bastante maiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de $0,4156 \text{ m/s}^2$.

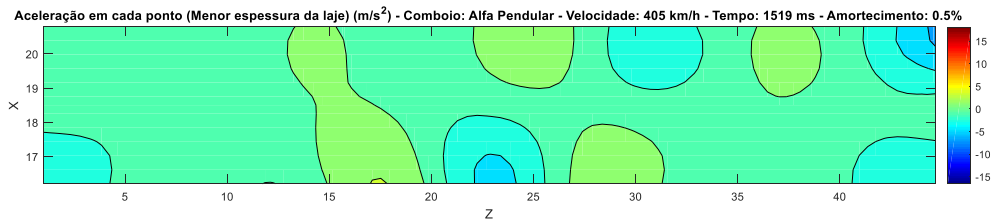


Fig. 5.37. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 405 km/h e para o instante de tempo igual a 1,519 s

A Figura 5.38. mostra o mapa de acelerações para a laje com maior espessura do comboio Alfa Pendular, à velocidade de 405 km/h, para o instante de tempo igual a 1519 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se na extremidade da via, no lado direito, na sua zona inferior (canto superior direito da figura), tomando valores de aproximadamente 3 m/s^2 . Estas acelerações são bastante maiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de $0,0522 \text{ m/s}^2$.

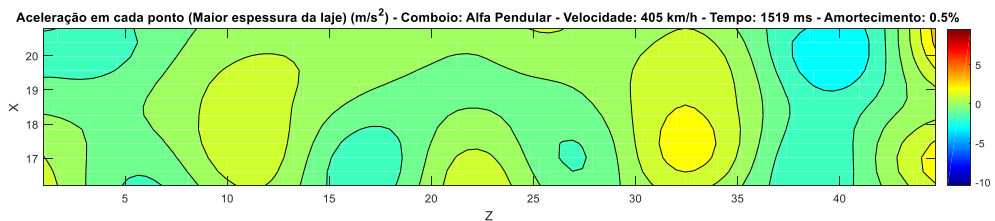


Fig. 5.38. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 405 km/h e para o instante de tempo igual a 1,519 s

Comparando as Figuras 5.37. e 5.38., nota-se que o modelo que leva a maiores acelerações na via é o modelo com menor espessura de laje, para as condições de velocidade de circulação, amortecimento e instante de tempo referidos.

Na Figura 5.39. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com menor espessura da laje, para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 405 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações.

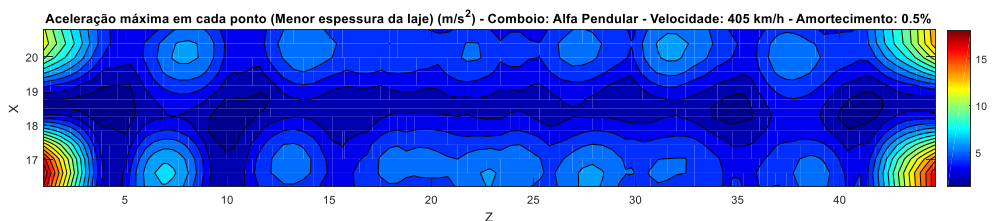


Fig. 5.39. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h

Na Figura 5.40. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com maior espessura da laje, para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 405 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações. Verifica-se também que o lado direito da via (em cima na figura) é o mais sujeito a acelerações superiores.

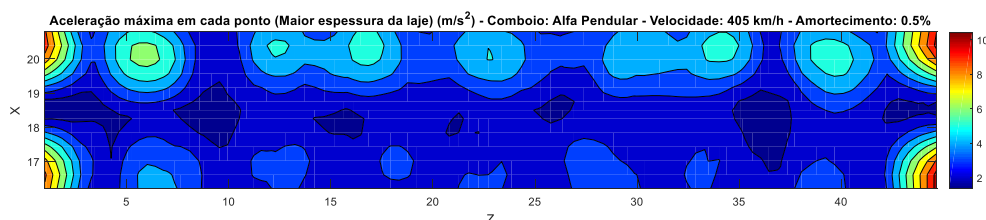


Fig. 5.40. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio Alfa Pendular à velocidade de 405 km/h

Com a análise das Figuras 5.39. e 5.40., verifica-se que o mapa sujeito a maiores acelerações é o correspondente ao modelo com menor espessura da laje, para a velocidade referida anteriormente. À exceção das extremidades e relativamente à laje com menor espessura, verificam-se que todos os pontos apresentam acelerações inferiores a $3,5 \text{ m/s}^2$. Relativamente à laje com maior espessura, verifica-se que no lado direito da via (em cima na figura), apresentam-se zonas pontuais com acelerações superiores a $3,5 \text{ m/s}^2$ (cerca de 6 m/s^2), sendo que existe uma diminuição lenta das acelerações à volta destas zonas pontuais, ocupando portanto uma área significativa com acelerações elevadas no lado direito da via.

5.4.2. X 2000

Na Figura 5.41. é apresentada o gráfico de acelerações máximas para os modelos com uma maior espessura da laje e para uma menor espessura da laje, comparativamente com o modelo original, para o comboio X 2000, relativamente ao nó central da via, na zona balastrada. Da figura verifica-se que os espectros de acelerações dos dois modelos são muito semelhantes, sendo também muito idênticos ao modelo com a espessura da laje original. Verifica-se que os limites regulamentares são ultrapassados nos dois casos, sendo que no modelo com menor espessura da laje é ultrapassado, aproximadamente, na gama de velocidades entre os 390 e os 400 km/h, enquanto que no modelo com maior espessura da laje é ultrapassado para a gama de velocidades entre os 400 e os 410 km/h. Para o modelo com uma diminuição da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de circulação de 395 km/h, tomando o valor de $3,592 \text{ m/s}^2$. A velocidade de circulação que leva a este pico de aceleração é próxima da velocidade que leva ao pico de aceleração no modelo original. Já para o modelo com um aumento da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de 405 km/h, tomando o valor de $4,114 \text{ m/s}^2$, estando esta velocidade também próxima da velocidade que leva ao pico de aceleração no modelo original. Para as análises seguintes, o valor da velocidade a tomar em consideração serão os 400 km/h, visto que foi a velocidade crítica detetada no Capítulo 4 para este comboio, podendo assim analisar para a mesma velocidade a influência da variação na espessura da laje.

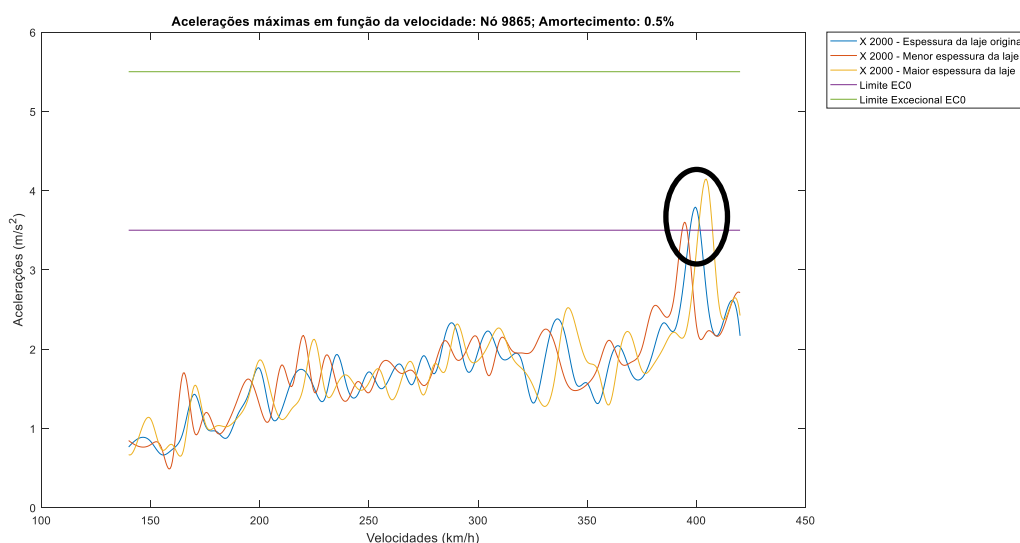


Fig. 5.41. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o X 2000 (alteração das espessuras da laje)

No Quadro 5.16. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração da espessura da laje para cada um dos modelos, relativamente ao modelo original, para as velocidades de circulação indicadas na Figura 5.41.

Quadro 5.16. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – X 2000

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	3,791	-
Modelo com maior espessura da laje	4,146	+8,562%
Modelo com menor espessura da laje	3,600	-5,038%

A Figura 5.42. apresenta a evolução temporal para os dois modelos de espessuras para o comboio X 2000, à velocidade de 400 km/h. Nesta figura verifica-se que a máxima aceleração para o modelo com menor espessura da laje ocorre para o instante de tempo igual a 1424 ms, com o valor de 2,3 m/s². Já para o modelo com maior espessura de laje, o valor da aceleração máxima é de 3,241 m/s², para um instante de tempo igual a 1416 ms. Analisa-se também que a evolução temporal para os dois modelos, para esta velocidade, é muito semelhante. Para os mapas de acelerações apresentados a seguir, o instante de tempo a considerar tomará o valor de 1421 ms, instante este que corresponde à máxima aceleração para a velocidade crítica do modelo original.

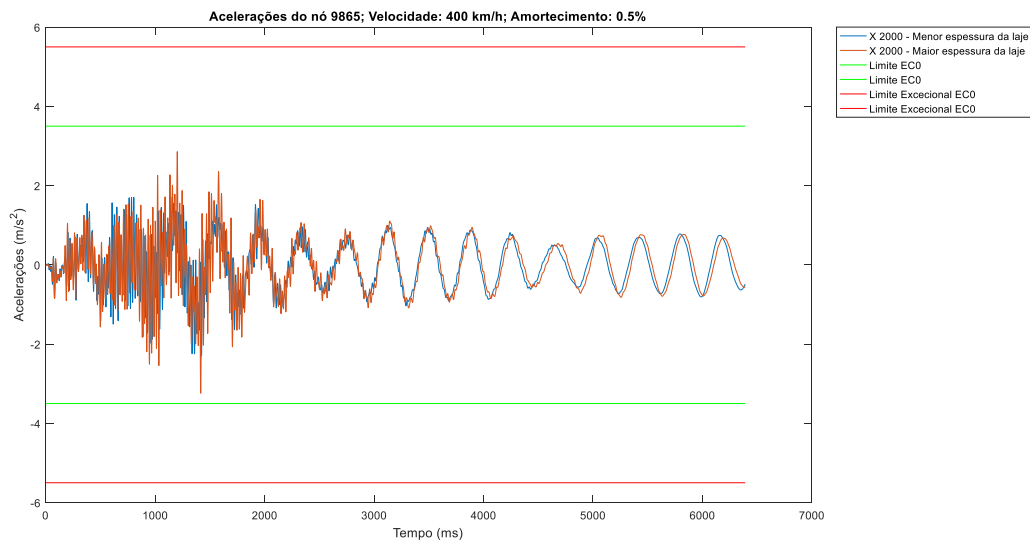


Fig. 5.42. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio X 2000, a uma velocidade de 400 km/h

A Figura 5.43. mostra o mapa de acelerações para a laje com menor espessura do comboio X 2000, à velocidade de 400 km/h, para o instante de tempo igual a 1421 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se na zona central da via, no seu lado direito, tomando valores menores que 3,5 m/s², não ultrapassando assim os limites regulamentares em vigor. Estas acelerações são ligeiramente superiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de 1,636 m/s².

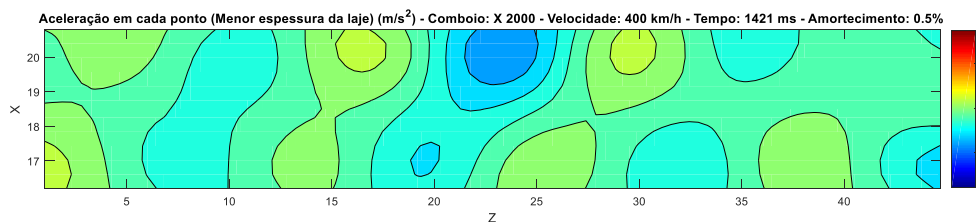


Fig. 5.43. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio X 2000, à velocidade de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 1,421 s

A Figura 5.44. mostra o mapa de acelerações para a laje com maior espessura do comboio X 2000, à velocidade de 400 km/h, para o instante de tempo igual a 1421 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se na extremidade da via, no lado direito, na sua zona superior (canto superior esquerdo da figura), tomando valores de entre os 9 e os 10 m/s², ultrapassando bastante os limites regulamentares. Estas acelerações são bastante maiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de 1,421 m/s².

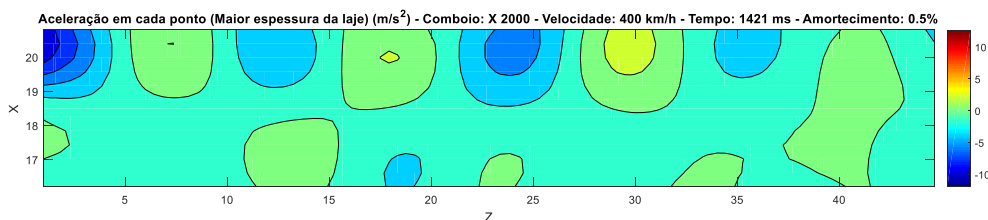


Fig. 5.44. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio X 2000, à velocidade de 400 km/h e para o instante de tempo igual a 1,421 s

Comparando as Figuras 5.43. e 5.44., nota-se que o modelo que leva a maiores acelerações na via é o modelo com maior espessura de laje, para as condições de velocidade de circulação, amortecimento e instante de tempo referidos.

Na Figura 5.45. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com menor espessura da laje, para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 400 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações. Nota-se também que o lado direito da via (em cima na figura) é o mais sujeito a acelerações maiores.

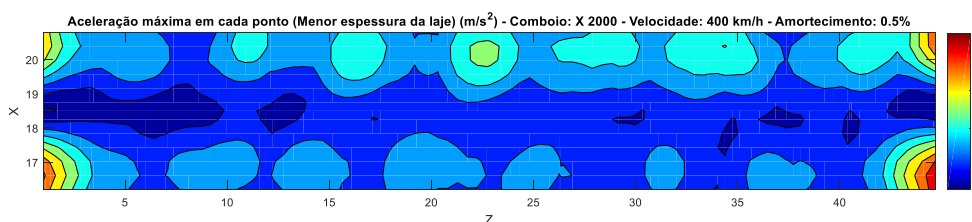


Fig. 5.45. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h

Na Figura 5.46. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com maior espessura da laje, para o comboio Alfa Pendular, à velocidade de 400 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações. Verifica-se também que o lado direito da via (em cima na figura) é o mais sujeito a acelerações superiores.

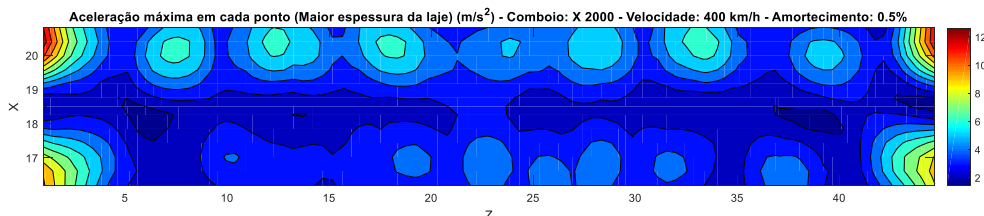


Fig. 5.46. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio X 2000 à velocidade de 400 km/h

Com a análise das Figuras 5.45. e 5.46., verifica-se que o mapa sujeito a maiores acelerações é o correspondente ao modelo com maior espessura da laje, para a velocidade referida anteriormente. À

exceção das extremidades e relativamente à laje com menor espessura, verifica-se que existem zonas pontuais com acelerações com valores que atingem cerca de 5 m/s^2 , sendo que a restante via se encontra com acelerações abaixo dos $3,5 \text{ m/s}^2$. Relativamente à laje com maior espessura, verifica-se que existem zonas com grandes áreas que apresentam acelerações à volta dos 5 m/s^2 , no lado direito da via (em cima na figura).

5.4.3. VIRGIN

Na Figura 5.47. é apresentada o gráfico de acelerações máximas para os modelos com uma maior espessura da laje e para uma menor espessura da laje, comparativamente com o modelo original, para o comboio Virgin, relativamente ao nó central da via, na zona balastrada. Da figura verifica-se que os espectros de acelerações dos dois modelos são muito semelhantes, sendo também muito idênticos ao modelo com a espessura da laje original. Verifica-se que os limites regulamentares são ultrapassados nos dois casos, sendo que no modelo com menor espessura da laje, o valor de $3,5 \text{ m/s}^2$ é ultrapassado na gama de velocidades, aproximadamente, entre os 215 e os 225 km/h, 255 e os 265 km/h, 375 e os 385 km/h e entre os 400 e os 410 km/h. No modelo com maior espessura da laje, o valor regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$ é ultrapassado entre a gama de velocidades de 225 e 235 km/h, 380 e 395 km/h e entre os 410 e 420 km/h, aproximadamente. Para o modelo com uma diminuição da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de circulação de 405 km/h, tomando o valor de $4,085 \text{ m/s}^2$. Já para o modelo com um aumento da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de 385 km/h, tomando o valor de $3,978 \text{ m/s}^2$. Para as análises seguintes, o valor da velocidade a tomar em consideração serão os 225 km/h, visto que foi a velocidade crítica detetada no Capítulo 4 para este comboio, podendo assim analisar para a mesma velocidade a influência da variação da espessura da laje.

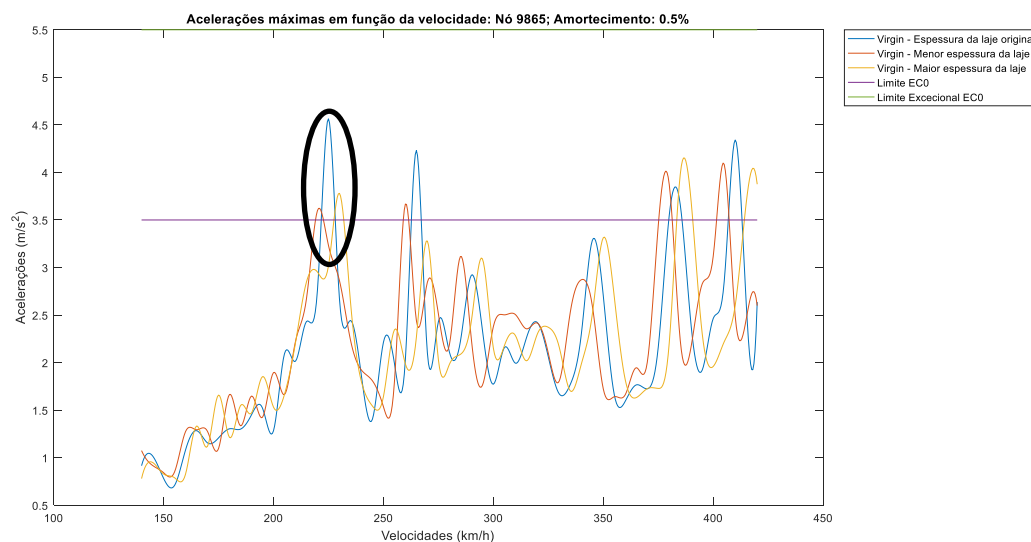


Fig. 5.47. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Virgin (alteração das espessuras da laje)

No Quadro 5.17. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração da espessura da laje para cada um dos modelos, relativamente ao modelo original, para as velocidades de circulação indicadas na Figura 5.47.

Quadro 5.17. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – Virgin

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	4,564	-
Modelo com maior espessura da laje	3,780	-17,178%
Modelo com menor espessura da laje	3,622	-20,640%

A Figura 5.48. apresenta a evolução temporal para os dois modelos de espessuras para o comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h. Nesta figura verifica-se que a máxima aceleração para o modelo com menor espessura da laje ocorre para o instante de tempo igual a 4616 ms, com o valor de 3,233 m/s². Já para o modelo com maior espessura de laje, o valor da aceleração máxima é de 3,016 m/s², para um instante de tempo igual a 4631 ms. Analisa-se também que a evolução temporal para os dois modelos, para esta velocidade, é muito semelhante. Para os mapas de acelerações apresentados a seguir, o instante de tempo a considerar tomará o valor de 3873 ms, instante este que corresponde à máxima aceleração para a velocidade crítica do modelo original.

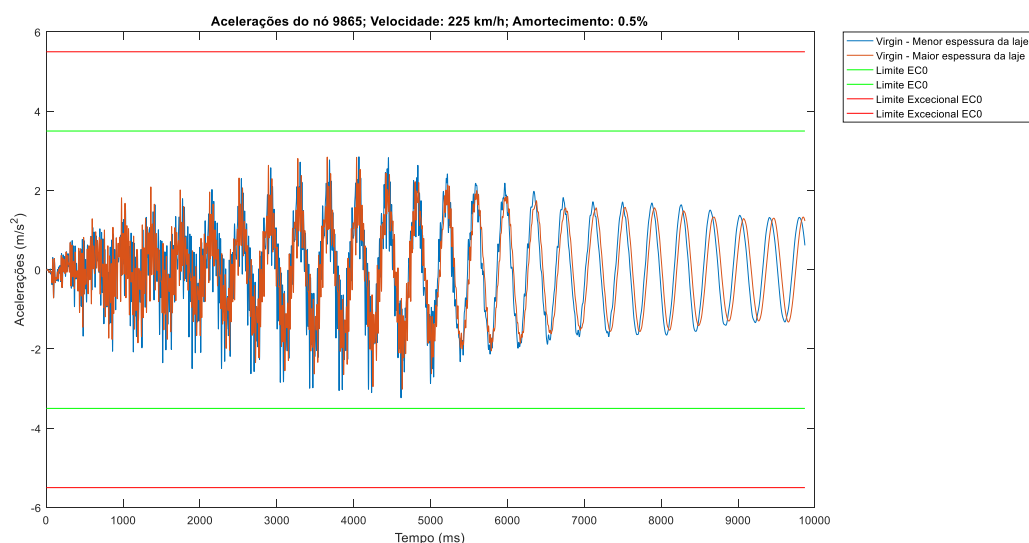


Fig. 5.48. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio Virgin, a uma velocidade de 225 km/h

A Figura 5.49. mostra o mapa de acelerações para a laje com menor espessura do comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h, para o instante de tempo igual a 3873 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se na zona central via, no seu lado direito (em cima na figura), tomando valores de aproximadamente 3 m/s², não ultrapassando os limites regulamentares em vigor.

Estas acelerações são ligeiramente maiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de 2,032 m/s².

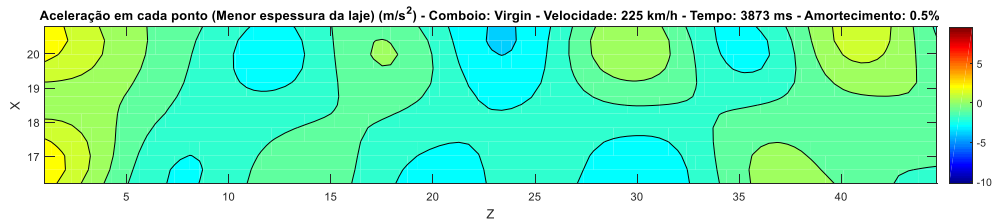


Fig. 5.49. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h e para o instante de tempo igual a 3,873 s

A Figura 5.50. mostra o mapa de acelerações para a laje com maior espessura do comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h, para o instante de tempo igual a 3873 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se na extremidade da via, no lado direito, na sua zona superior (canto superior esquerdo da figura), tomando valores entre os 4 e os 5 m/s². Estas acelerações são maiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de 2,344 m/s².

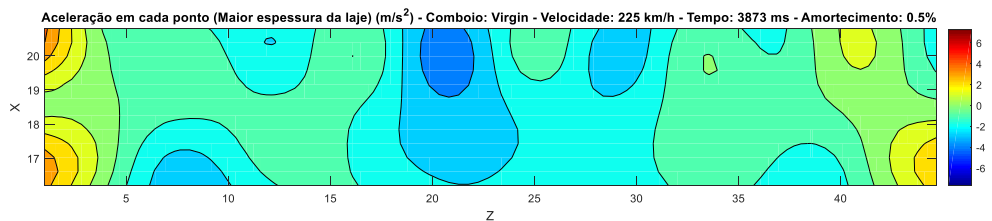


Fig. 5.50. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h e para o instante de tempo igual a 3,873 s

Comparando as Figuras 5.49. e 5.50., nota-se que o modelo que leva a maiores acelerações na via é o modelo com maior espessura de laje, para as condições de velocidade de circulação, amortecimento e instante de tempo referidos.

Na Figura 5.51. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com menor espessura da laje, para o comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações. Verifica-se que o lado da via sujeito a maiores acelerações é o direito (em cima na figura).

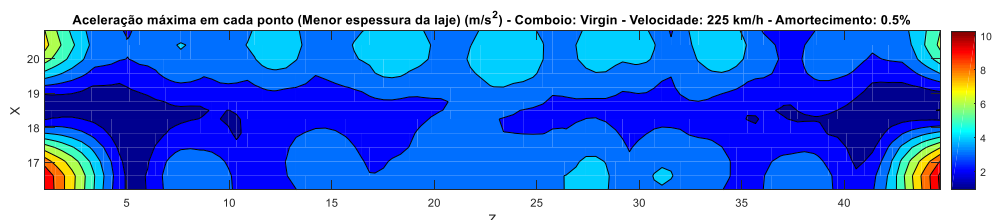


Fig. 5.51. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h

Na Figura 5.52. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com maior espessura da laje, para o comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações. Verifica-se também que o lado direito da via (em cima na figura) é o mais sujeito a acelerações superiores, sendo que o esquerdo também é sujeito a acelerações relevantes.

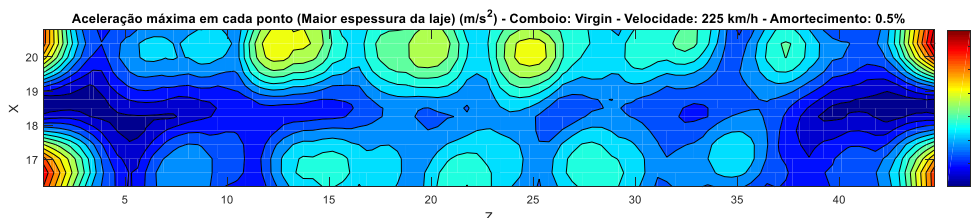


Fig. 5.52. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h

Com a análise das Figuras 5.51. e 5.52., verifica-se que o mapa sujeito a maiores acelerações é o correspondente ao modelo com maior espessura da laje, para a velocidade referida anteriormente. À exceção das extremidades e relativamente à laje com menor espessura, verifica-se que o lado direito da via apresenta acelerações pontuais acima dos $3,5 \text{ m/s}^2$. Relativamente à laje com maior espessura, verifica-se que a via atinge valores de aceleração entre os 5 e os 6 m/s^2 , sendo que ocorre uma diminuição lenta das acelerações à volta dos pontos que atingem maiores acelerações, havendo portanto uma grande área da via que apresenta acelerações superiores a $3,5 \text{ m/s}^2$.

5.4.4. ICE 2

Na Figura 5.53. é apresentada o gráfico de acelerações máximas para os modelos com uma maior espessura da laje e para uma menor espessura da laje, comparativamente com o modelo original, para o comboio ICE 2, relativamente ao nó central da via, na zona balastrada. Da figura verifica-se que os espectros de acelerações dos dois modelos são muito semelhantes, sendo também muito idênticos ao modelo com a espessura da laje original. Verifica-se que os limites regulamentares são ultrapassados nos dois casos, sendo que no modelo com menor espessura da laje, o limite é ultrapassado entre os 375 e os 385 km/h, enquanto que no modelo com maior espessura da laje, o limite é ultrapassado entre os 385 e os 395 km/h. Para o modelo com uma diminuição da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de circulação de 380 km/h, tomando o valor de $3,841 \text{ m/s}^2$. A velocidade de circulação que leva a este pico de aceleração é próxima da velocidade que leva ao pico de aceleração no modelo original. Já para o modelo com um aumento da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de 390 km/h, tomando o valor de $3,949 \text{ m/s}^2$, estando também próximo da velocidade que leva ao pico de acelerações no modelo original. Para as análises seguintes, o valor da velocidade a tomar em consideração serão os 385 km/h, visto que foi a velocidade crítica detetada no Capítulo 4 para este comboio, podendo assim analisar para a mesma velocidade a influência da variação na espessura da laje.

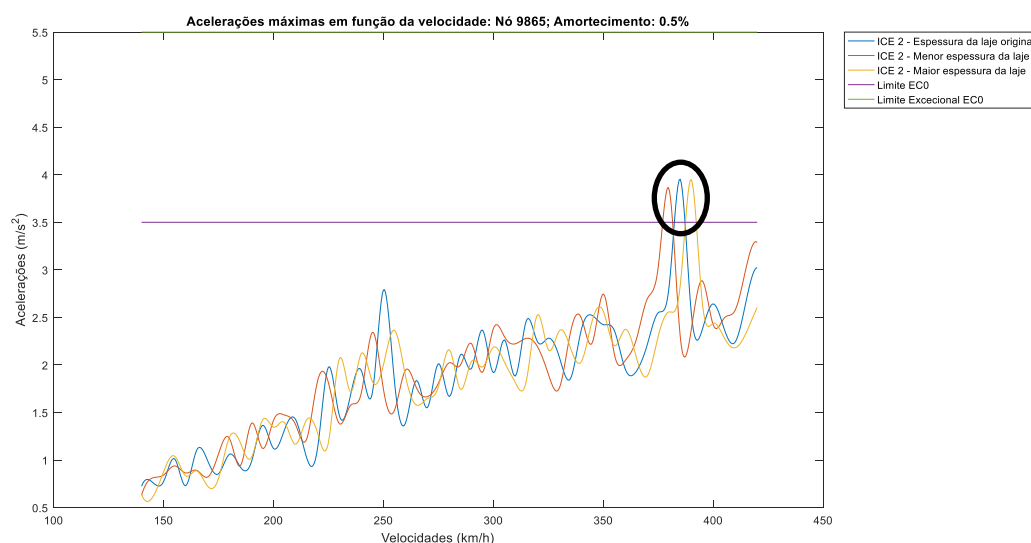


Fig. 5.53. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o ICE 2 (alteração das espessuras da laje)

No Quadro 5.18. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração da espessura da laje para cada um dos modelos, relativamente ao modelo original, para as velocidades de circulação indicadas na Figura 5.53.

Quadro 5.18. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – ICE 2

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	3,952	-
Modelo com maior espessura da laje	3,949	-0,076%
Modelo com menor espessura da laje	3,866	-2,176%

A Figura 5.54. apresenta a evolução temporal para os dois modelos de espessuras para o comboio ICE 2, à velocidade de 385 km/h. Nesta figura verifica-se que a máxima aceleração para o modelo com menor espessura da laje ocorre para o instante de tempo igual a 2649 ms, com o valor de 2,235 m/s². Já para o modelo com maior espessura de laje, o valor da aceleração máxima é de 2,873 m/s², para um instante de tempo igual a 2642 ms. Analisa-se também que a evolução temporal para os dois modelos, para esta velocidade, é muito semelhante. Para os mapas de acelerações apresentados a seguir, o instante de tempo a considerar tomará o valor de 2882 ms, instante este que corresponde à máxima aceleração para a velocidade crítica do modelo original.

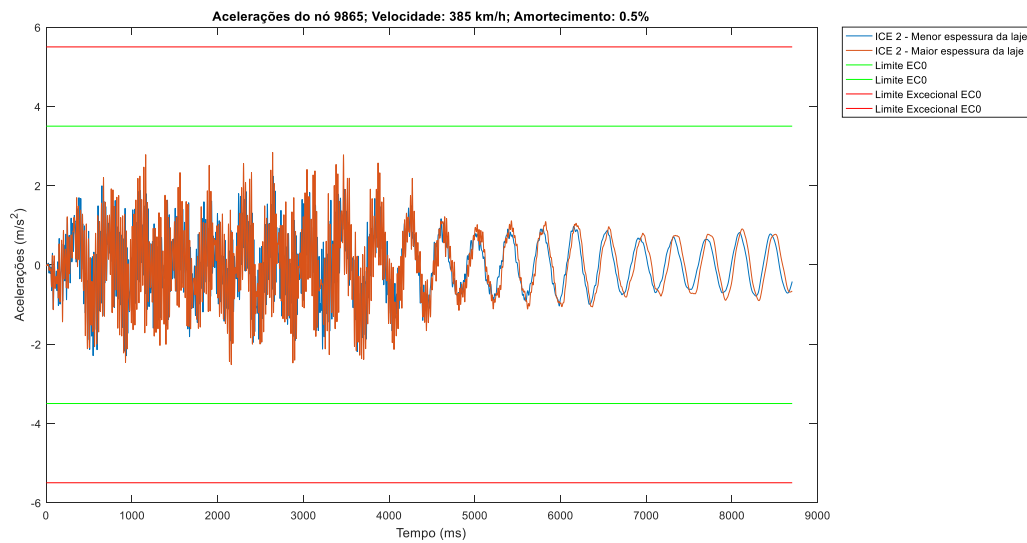


Fig. 5.54. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio ICE 2, a uma velocidade de 385 km/h

A Figura 5.55. mostra o mapa de acelerações para a laje com menor espessura do comboio ICE 2, à velocidade de 385 km/h, para o instante de tempo igual a 2882 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se na extremidade da via, no lado direito, na sua zona superior (canto superior esquerdo da figura), tomando valores entre os 4 e os 5 m/s^2 , e ultrapassando os limites regulamentares em vigor. Estas acelerações são maiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de 1,337 m/s^2 .

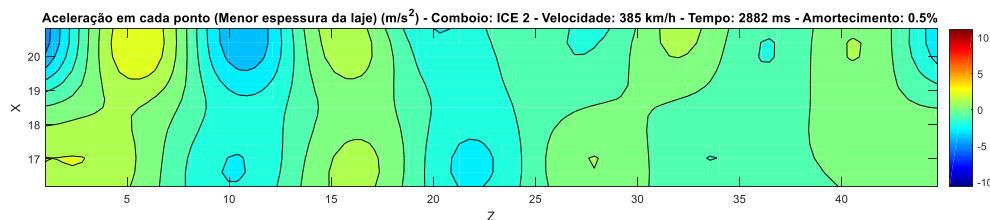


Fig. 5.55. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio ICE 2, à velocidade de 385 km/h e para o instante de tempo igual a 2,882 s

A Figura 5.56. mostra o mapa de acelerações para a laje com maior espessura do comboio Alfa Pendular, à velocidade de 385 km/h, para o instante de tempo igual a 2882 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se na zona central da via, no seu lado direito (em cima na figura), tomando valores menores a 3,5 m/s^2 . Estas acelerações são ligeiramente maiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de 1,241 m/s^2 .

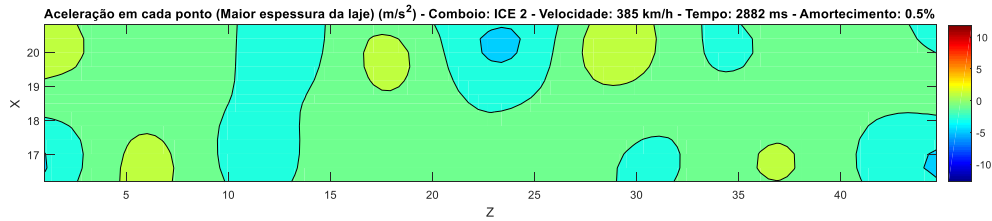


Fig. 5.56. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio ICE 2, à velocidade de 385 km/h e para o instante de tempo igual a 2,882 s

Comparando as Figuras 5.55. e 5.56., nota-se que o modelo que leva a maiores acelerações na via é o modelo com menor espessura de laje, para as condições de velocidade de circulação, amortecimento e instante de tempo referidos.

Na Figura 5.57. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com menor espessura da laje, para o comboio ICE 2, à velocidade de 385 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações.

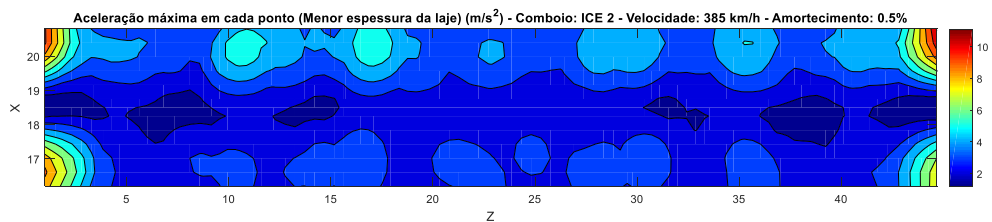


Fig. 5.57. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h

Na Figura 5.58. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com maior espessura da laje, para o comboio ICE 2, à velocidade de 385 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações. Verifica-se também que o lado direito da via (em cima na figura) é o mais sujeito a acelerações superiores.

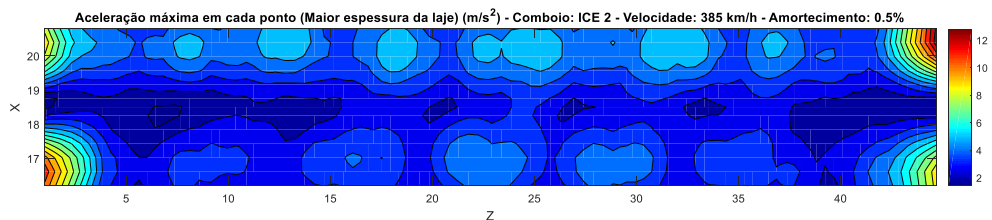


Fig. 5.58. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio ICE 2 à velocidade de 385 km/h

Com a análise das Figuras 5.57. e 5.58., verifica-se que o mapa sujeito a maiores acelerações é o correspondente ao modelo com maior espessura da laje, para a velocidade referida anteriormente. À exceção das extremidades da via, verifica-se que tanto na laje com maior espessura como na laje com

menor espessura, existem zonas pontuais com acelerações acima dos $3,5 \text{ m/s}^2$, sendo que na restante via as acelerações encontram-se abaixo dos $3,5 \text{ m/s}^2$.

5.4.5. ETR-Y-500

Na Figura 5.59. é apresentada o gráfico de acelerações máximas para os modelos com uma maior espessura da laje e para uma menor espessura da laje, comparativamente com o modelo original, para o comboio ETR-Y-500, relativamente ao nó central da via, na zona balastrada. Da figura verifica-se que os espetros de acelerações dos dois modelos são muito semelhantes, sendo também muito idênticos ao modelo com a espessura da laje original. Verifica-se que o limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$ é ultrapassado para o modelo com menor espessura de laje, entre as velocidades de 370 e 380 km/h. Já para o modelo de laje com maior espessura, não são ultrapassados os limites regulamentares. Para o modelo com uma diminuição da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de circulação de 375 km/h, tomando o valor de $3,51 \text{ m/s}^2$. Já para o modelo com um aumento da espessura da laje, a máxima aceleração ocorre para uma velocidade de 405 km/h, tomando o valor de $3,268 \text{ m/s}^2$. Para as análises seguintes, o valor da velocidade a tomar em consideração serão os 380 km/h, visto que foi a velocidade crítica detetada no Capítulo 4 para este comboio, podendo assim analisar para a mesma velocidade a influência da variação na espessura da laje.

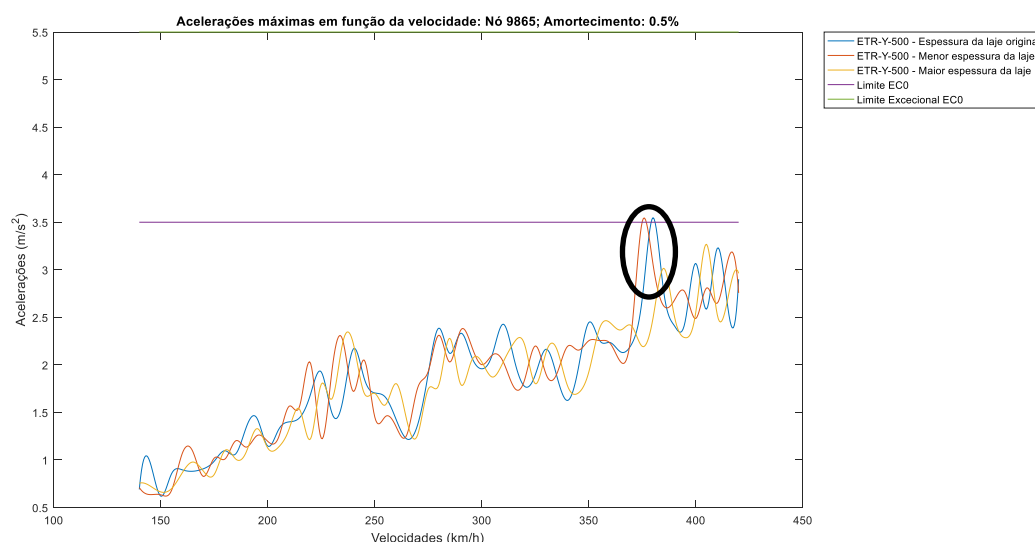


Fig. 5.59. – Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o ETR-Y-500 (alteração das espessuras da laje)

No Quadro 5.19. encontra-se indicado o aumento ou a diminuição das acelerações máximas correspondentes à alteração da espessura da laje para cada um dos modelos, relativamente ao modelo original, para as velocidades de circulação indicadas na Figura 5.59.

Quadro 5.19. – Aumento/diminuição das acelerações máximas com as alterações das espessuras da laje relativamente ao modelo original – ETR-Y-500

Modelo	Aceleração (m/s ²)	Aumento/diminuição em relação à aceleração do modelo original
Original	3,548	-
Modelo com maior espessura da laje	3,016	-14,994%
Modelo com menor espessura da laje	3,545	-0,085%

A Figura 5.60. apresenta a evolução temporal para os dois modelos de espessuras para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h. Nesta figura verifica-se que a máxima aceleração para o modelo com menor espessura da laje ocorre para o instante de tempo igual a 2855 ms, com o valor de 3,056 m/s². Já para o modelo com maior espessura de laje, o valor da aceleração máxima é de 2,492 m/s², para um instante de tempo igual a 2990 ms. Analisa-se também que a evolução temporal para os dois modelos, para esta velocidade, é muito semelhante. Para os mapas de acelerações apresentados a seguir, o instante de tempo a considerar tomará o valor de 2994 ms, instante este que corresponde à máxima aceleração para a velocidade crítica do modelo original.

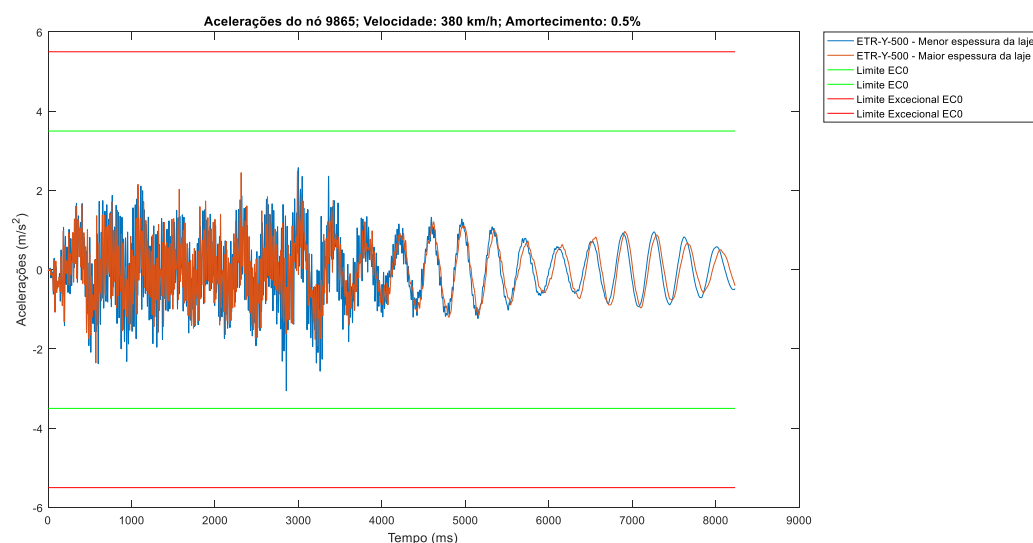


Fig. 5.60. – Evolução temporal das acelerações (alteração das espessuras da laje) para o comboio ETR-Y-500, a uma velocidade de 380 km/h

A Figura 5.61. mostra o mapa de acelerações para a laje com menor espessura do comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h, para o instante de tempo igual a 2994 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se na zona central da via, no seu lado direito (em cima na figura), tomando valores de aproximadamente 4 m/s², e ultrapassando ligeiramente os limites regulamentares

em vigor. Estas acelerações são ligeiramente maiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de $1,939 \text{ m/s}^2$.

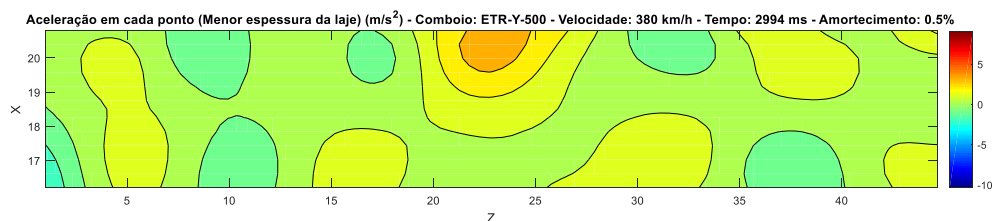


Fig. 5.61. – Mapa de acelerações da via (menor espessura da laje) para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h e para o instante de tempo igual a 2,994 s

A Figura 5.62. mostra o mapa de acelerações para a laje com maior espessura do comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h, para o instante de tempo igual a 2994 ms. Com a análise da figura verifica-se que as maiores acelerações situam-se próximo da extremidade da via, no lado direito, na sua zona inferior (canto superior direito da figura), tomando valores entre os 2 e os 3 m/s^2 , não ultrapassando os limites regulamentares. Estas acelerações são ligeiramente maiores relativamente ao nó central da via, que toma o valor de $1,449 \text{ m/s}^2$.

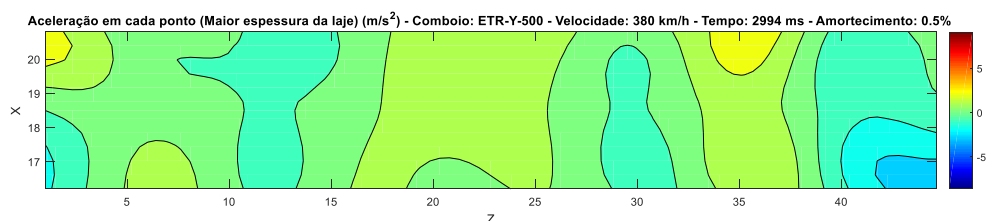


Fig. 5.62. – Mapa de acelerações da via (maior espessura da laje) para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h e para o instante de tempo igual a 2,994 s

Comparando as Figuras 5.61. e 5.62., nota-se que o modelo que leva a maiores acelerações na via é o modelo com maior espessura de laje, para as condições de velocidade de circulação, amortecimento e instante de tempo referidos.

Na Figura 5.63. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com menor espessura da laje, para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações. Verifica-se que o lado direito da via (em cima na figura) é o mais propício a acelerações superiores.

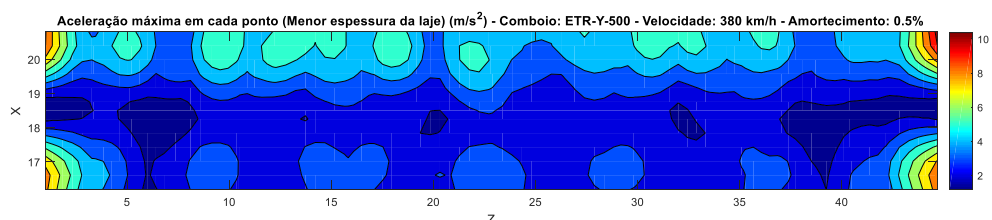


Fig. 5.63. – Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 380 km/h

Na Figura 5.64. é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com maior espessura da laje, para o comboio ETR-Y-500, à velocidade de 380 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, existindo grandes diferenças para as zonas que têm menores acelerações. Verifica-se também que o lado direito da via (em cima na figura) é o mais sujeito a acelerações superiores.

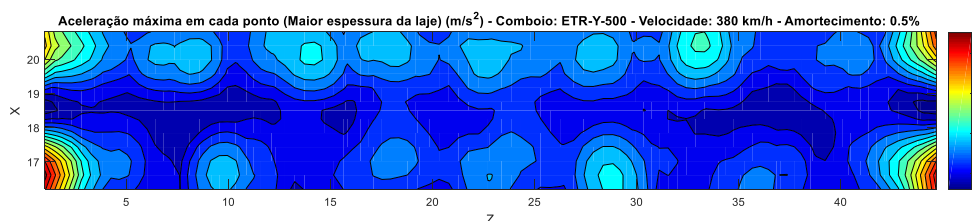


Fig. 5.64. – Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio ETR-Y-500 à velocidade de 380 km/h

Com a análise das Figuras 5.63. e 5.64., verifica-se que o mapa sujeito a maiores acelerações é o correspondente ao modelo com menor espessura da laje, para a velocidade referida anteriormente. À exceção das extremidades da via e relativamente à laje com menor espessura, verifica-se que no lado direito da via (em cima na figura), existe uma área considerável que apresenta acelerações que se encontram entre os 5 e os 6 m/s². Relativamente à laje com maior espessura, verifica-se que existem locais pontuais que apresentam acelerações entre os 4 e os 6 m/s², sendo que em grande parte da via, as acelerações encontram-se abaixo dos 3,5 m/s².

5.4.6. CONCLUSÃO

Olhando para as análises realizadas, conclui-se que para a maior parte dos comboios analisados, o modelo com maior espessura da laje é o que leva a maiores acelerações na via.

Verifica-se também nos mapas de acelerações máximas que tanto no modelo de maior espessura de laje, como no modelo com menor espessura da laje, as acelerações máximas situam-se nas extremidades da via. Quando não se analisam as extremidades da via, as maiores acelerações pertencem ao comboio Virgin, pois este comboio apresenta muitas zonas da via com acelerações superiores a 3,5 m/s².

Já nos mapas de acelerações para um certo instante de tempo, verifica-se que no modelo com menor espessura da laje, a maioria dos comboios tem acelerações maiores na faixa central da via enquanto que no modelo com maior espessura da laje, verificam-se que as maiores acelerações ocorrem nas extremidades da via.

6

CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O objetivo desta dissertação foi estudar a estabilidade da via férrea do novo viaduto de acesso à ponte sobre o rio Sado, em Setúbal.

Para esse estudo, considerou-se um vão simplesmente apoiado desse viaduto e recorrendo a uma modelação numérica do mesmo, efetuaram-se várias análises para diversos comboios, para avaliar a influência da alteração de alguns parâmetros relativos à estrutura na resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações na laje do viaduto, na zona da via balastrada.

Para isso, recorreu-se a uma análise dinâmica, através do método da sobreposição modal, com cargas móveis para determinar o carregamento de cada comboio, em cada nó da estrutura. Este método traz imensas vantagens, pois é simples de aplicar, exigindo pouco esforço computacional; uma grande vantagem tem a ver com o facto de não requerer a modelação do próprio comboio e poder ser usado, no entanto, com uma grande precisão nos casos em que a interação entre o comboio e a estrutura não influencia significativamente a resposta dinâmica da estrutura.

O carregamento do comboio em cada nó serviu de base para a aplicação do método da sobreposição modal, que tinha como fim, a determinação de acelerações em locais pretendidos da estrutura. O método da sobreposição modal mostra muitas vantagens, pois permitiu obter de forma independente os valores das coordenadas modais de cada comboio e a cada velocidade de circulação das grandezas dos deslocamentos modais, o que permitiu o armazenamento de uma só vez de todas as matrizes de coordenadas modais de todos os veículos e velocidades pretendidos. Assim para o cálculo dos deslocamentos, que posteriormente seriam derivados duas vezes de forma a obter as acelerações, utilizou-se as matrizes de coordenadas modais que já eram conhecidas e estavam armazenadas.

Com os resultados da análise dinâmica realizada, atribuindo um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração, verificou-se que dos comboios analisados, o X 2000, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500 eram os únicos comboios que ultrapassavam o limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$ para uma análise no nó da laje situado em baixo, na zona central da via balastrada do vão estudado. Estes comboios críticos serviram de base para as análises paramétricas realizadas posteriormente, acrescentando o Alfa Pendular, pois é o único comboio dos estudados que atravessa realmente o viaduto em questão. A escolha deste comboio incidiu no facto de poder comparar-se a resposta dinâmica com a dos outros comboios críticos. As análises efetuadas tiveram como base o nó referido, e tendo em conta esse nó, verificaram-se as acelerações na via, recorrendo a mapas de acelerações para um dado instante de tempo crítico (que levavam a picos de acelerações para uma dada velocidade) e a mapas de acelerações

máximas da via. Com isso, tiravam-se conclusões acerca das acelerações nos restantes pontos da via quando haviam acelerações críticas para o nó central da mesma.

Relativamente às análises paramétricas realizadas decidiu-se analisar a influência dos amortecimentos e da espessura da laje. Realizou-se também um estudo para uma análise da resposta da estrutura em situações de ressonância, verificando a influência do número de modos na resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações máximas.

No estudo da ressonância da estrutura, verificou-se que o modo 218, que diz respeito a um modo global da estrutura, era um modo que contribuía bastante para o acréscimo de acelerações para o nó central da via em praticamente todos os comboios críticos, sendo que no comboio Virgin, o modo 78, também um modo global da estrutura, tinha uma grande contribuição no acréscimo das mesmas acelerações. Concluiu-se também que havia uma correlação entre as frequências da estrutura e as frequências de passagem dos comboios, sendo que conseguiu atribuir-se uma frequência de passagem dos comboios a uma frequência da estrutura (através de um harmónico ou subarmónico) para os modos de vibração que influenciavam mais o aumento das acelerações em todos os comboios críticos.

Quando aos restantes parâmetros estudados, verificou-se que de todos os comboios críticos, o Virgin era o que apresentava acelerações superiores, tanto no nó central, como nos restantes nós, se se compararem os mapas de acelerações máximas dos diferentes veículos. Viu-se também que poderá ser o único comboio que poderá apresentar cenários de amplificação dinâmica na estrutura.

Verificaram-se que as zonas entre carris apresentam menores acelerações, sendo que as maiores acelerações são, na maior parte dos comboios, pontuais, pelo que, em princípio, não haverá instabilização do balastro.

Quanto à modificação da espessura da laje, verifica-se que em todos os comboios, os picos de acelerações ocorrem basicamente para o mesmo valor que apresentam no modelo original, sendo que a única diferença ocorre na translação das velocidades críticas que levam aos picos de acelerações.

Quanto aos mapas de acelerações dos vários parâmetros estudados, verifica-se que as extremidades da via apresentam acelerações elevadas. Isto pode dever-se ao facto não haver dispersão das cargas quando o comboio entra no viaduto e estas concentrarem-se na extremidade do carril. Uma alteração ao modelo em elementos finitos original, aumentando o comprimento dos carris para além da extremidade, ajudaria à redução dos valores das acelerações nestes pontos.

Verifica-se praticamente em todos os mapas de acelerações que as maiores acelerações ocorriam no lado direito da via. Isto pode dever-se ao facto de um dos carris situar-se numa zona em consola do viaduto, atingindo portanto maiores acelerações nessas zonas.

A influência dos parâmetros estudados nesta dissertação, bem como os fenómenos de ressonância da estrutura, é vital para a elaboração de cenários de tráfego reais, bem como para a necessidade de se compreender a influência de cada comboio caso atravessasse realmente o viaduto em questão, sendo que caso uma velocidade de circulação possa atingir acelerações muito elevadas, esta velocidade deve ser evitada durante a passagem no viaduto, pois pode levar à redução do tempo de vida útil da estrutura.

Relativamente a futuros desenvolvimentos, sugerem-se a seguir algumas ideias:

- Relativamente às análises paramétricas, o facto de se realizarem análises paramétricas para todos os comboios que foram estudados no Capítulo 4;
- Analisar a resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações para as velocidades típicas de circulação de cada comboio, e não só para as que levam a picos de acelerações, pois por vezes os comboios não circulam à velocidade que levam a esses picos;

- Realizar as análises dinâmicas tendo em conta uma atribuição mais real do valor dos amortecimentos em cada modo de vibração, com fim a realizarem-se as análises paramétricas com valores mais reais de amortecimento, que se podem obter através de ensaios experimentais no viaduto.

Com estas sugestões, obtinha-se um conhecimento mais alargado do comportamento dinâmico da estrutura, para vários cenários, com base nesta dissertação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBUQUERQUE, Carlos Miguel Correia (2008) - Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade.
- ALBUQUERQUE, Carlos Miguel Correia (2015) - Advanced methodologies for the assessment of the fatigue behaviour of railway bridges. Universidade do Porto (Portugal).
- ALENCAR, Guilherme [et al.] (2016) - Fatigue assessment of approach viaducts of the new Sado River railway crossing. In 2016.
- ALENCAR, Guilherme [et al.] (2017) - Análise Dinâmica e Verificação à Fadiga dos Viadutos de Acesso da Nova Ponte Ferroviária Sobre o Rio Sado. In Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia-RIPE. 2017. p. 01-15.
- ANSYS (1998) - ANSYS User's Manual.
- BAEßLER, Matthias [et al.] (2012) - Stability of ballasted tracks on vibrating bridge decks, abutments and transition zones.
- CALÇADA, Rui Artur Bártolo (1995) - Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade.
- CHOPRA ANIL, K. (1995) - Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering. Englewood Cliffs: Prentice-Hall International. ISBN 0-13-521063-1.
- CLOUGH, Ray W.; PENZIEN, Joseph (1993) - Dynamics of structures. New York: McGraw Hill. ISBN 0-07-113241-4.
- DELGADO, Raimundo; ARÊDE, António (2000) - Dinâmica de estruturas. Document of the course "Dinâmica de Estruturas" [Em linha].
- EN1990 - ANNEX A2 (2005) - Eurocode: Basis of structural design - Annex A2: Application for bridges (Normative). Brussels: CEN.
- EN1991-1-1 (2002) - Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels: CEN.
- EN1991-2 (2003) - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels: CEN.
- EN1992-1-1 (2004) - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN.
- EN13674-1 (2003) - Railway applications –Track–Rails, Part 1: Vignole railway rails $\geq 46\text{kg/m}$. Brussels:
- ERRI D214/RP9 (2001) - Rail bridges for speeds > 200 Km/h final report ERRI D 214/RP 9 Utrecht
- EUROPEAN COMMISSION (2008) - Modern rail modern Europe: towards an integrated european railway area. Office for Official publications of the European Communities.
- EUROPEAN COMMISSION (2014) - For a European industrial renaissance. Communication from the Commission to the European Parliament, the Council The European Economic and Social Committee and the Committee of the Regions, COM (2014) 14/2, Brussels.
- FERREIRA, Gonçalo (2017) - Análise à Fadiga de um Viaduto Ferroviário Para Tráfego de Comboios de Alta Velocidade.
- FIGUEIREDO, H (2007) - Dinâmica de pontes mistas aço-betão em linhas de alta velocidade.
- INFRAESTRUTURAS DE PORTUGAL (2017) - Mapa da Rede Ferroviária.
- JORGE, P. (2013) - Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego ferroviário de alta velocidade num viaduto com tabuleiro pré-fabricado.
- KOHNKE, Peter (1994) - ANSYS Theory Reference Manual, Release 5.6. Ansys Inc [Em linha].
- MALVEIRO, Joel [et al.] (2018) - Model updating of a dynamic model of a composite steel-concrete railway viaduct based on experimental tests. Engineering Structures [Em linha]. 164: 40-52. Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029617333928>>. ISSN 0141-0296.

- MOLEMAKER, Roelof-Jan; PAUER, Andreas (2014) - The Economic Footprint Of Railway Transport In Europe. Community of European Railway and Infrastructure Companies (CER), Brussels [Em linha].
- NORRIS, Paul (2008) - Recent advances in the understanding of bridge dynamic behaviour on the West Coast main line route modernisation project. In Dynamics of High-Speed Railway Bridges. CRC Press. p. 157-180.
- REFER (2010) - Variante de Alcácer. Lisboa, Portugal: ISBN 978-972-98557-8-8.
- REIS, António [et al.] (2010) - The steel design for the new railway bridge over the River Sado in Portugal. Steel Construction [Em linha]. 3:4. 201-211. Disponível em WWW: <URL: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/stco.201010033>>.
- RIBEIRO, D. (2012) - Efeitos Dinâmicos Induzidos por Tráfego em Pontes Ferroviárias: Modelação Numérica, Calibração e Validação Experimental.
- RIBEIRO, Diogo Rodrigo Ferreira (2004) - Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade.
- SONG, Myung-Kwan; NOH, Hyuk-Chun; CHOI, Chang-Koon (2003) - A new three-dimensional finite element analysis model of high-speed train-bridge interactions. Engineering Structures [Em linha]. 25:13. 1611-1626. Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029603001330>>. ISSN 0141-0296.
- TEIXEIRA DUARTE (2010) - Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado e respetivos viadutos de acesso.
- UIC LEAFLET (1969) - 861-3: Standard 60 Kg. M Rail Profiles-Types UIC60 and E [Em linha]. 60:
- ZACHER, Manfred; BAEßLER, Matthias (2008) - Dynamic behaviour of ballast on railway bridges. In Dynamics of High-Speed Railway Bridges. Selected and revised papers from the Advanced Course on 'Dynamics of High-Speed Railway Bridges', Porto, Portugal, 20-23 September 2005. CRC Press.